

Szkoła
Główna
Gospodarstwa
Wiejskiego
w Warszawie

Przegląd Naukowy

Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska

Konferencja naukowa

**Przyrodnicze i techniczne problemy
gospodarowania wodą dla zrównoważonego
rozwoju obszarów wiejskich**

Scientific conference

***Environmental and technical problems
of water management for sustainable
development of rural areas***

Sesja I
Session I

Zeszyt 15

SCIENTIFIC REVIEW
FACULTY OF LAND RECLAMATION
AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

ZESPÓŁ REDAKCYJNY

Andrzej Ciepeliowski, Bonifacy Łykowski (przewodniczący),
Mieczysław Połoński

RECENZENCI

Sławomir Bajkowski, Anna Bożko, Andrzej Ciepeliowski,
Szczepan L. Dąbkowski, Piotr Hewelke, Stefan Ignar, Jerzy Jeznach,
Stanisław Kopeć, Andrzej Kosturkiewicz, Piotr W. Król, Zbigniew Lechowicz,
Bonifacy Łykowski, Zygmunt Matyjasik, Waldemar Mioduszeński, Józef Mosiej,
Tomasz Okruszko, Kinga Pachuta, Bogumiła Pawłuśkiewicz, Henryk Pawłat,
Kazimierz Pickut, Edward Pierzgalski, Mieczysław Połoński, Zbigniew Popek,
Tadeusz Siwicz, Czesław Somorowski, Jan Szatyłowicz, Alojzy Szymański,
Andrzej Wanke, Jan Żelazo

ADRES REDAKCJI

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa
tel. 843-90 41 (61, 81) w. 1273 i 1769

Konferencja naukowa zorganizowana przez
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

i

Komitet Melioracji i Inżynierii Środowiska Rolniczego PAN

Scientific conference organized by

Faculty of Land Reclamation and Environmental Engineering

Warsaw Agricultural University

and

*Committee of Land Reclamation and Rural Environmental Engineering
of Polish Academy of Science*

W zeszycie 15 Przeglądu Naukowego zamieszczono prace przedstawione w Sesji I - Przestrzenne urządzenie
zlewni i konstrukcje inżynierskie dla potrzeb racjonalnego gospodarowania wodą.
Przewodniczący Sesji: Szczepan L. Dąbkowski, Zbigniew Lechowicz.

ISBN 83-00-03157-X

Szkoła Główna

Gospodarstwa Wiejskiego

w Warszawie

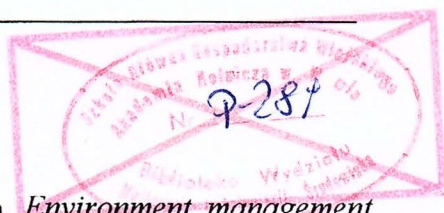
Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska

Przegląd Naukowy

Zeszyt 15

Warszawa 1998

SPIS TREŚCI SESJA I



P. Hewelke - Systemy zarządzania środowiskiem. <i>Environment management systems</i>	5
Cz. Józefaciuk, A. Józefaciuk, E. Nowocien - Przeciwerozyjne zagospodarowanie gruntów w aspekcie ograniczenia powodzi na przykładzie górnego dorzecza Nidzicy. <i>Flood reducing antierosion land management exemplary elaborates for the case of upper part of Nidzica River basin</i>	16
A. Józefaciuk, Cz. Józefaciuk, F. Woch - Melioracje przeciwerozyjne jako czynnik kształtowania stosunków wodnych. <i>Antierosion meliorations as water relations controlling factors</i>	24
St. Pałys - Natężenie procesów erozyjnych w małych zlewniach lessowych różnie użytkowanych w latach 1995 - 1997. <i>Intensity of erosion processes in small loess basins performed in a different way in 1995-1997</i>	35
M. Połński - Próba określenia potencjalnych obszarów zastosowania badań operacyjnych w inżynierii środowiska. <i>The attempt of qualify of potential area in adoptions operations research in environmental engineering</i>	44
J. Niemiec, M. Brożek - Próba kartograficznego, ujednoliconego wyznaczenia czynnika ukształtowania terenu (długości i spadków stoków) we wzorze na określenie erozji powierzchniowej w zlewni górskiej. <i>The cartographical, uniform, qualifing test indicator calculation of the land configuration (lenghts and slopes of mountain - side) to formula of the sheet water erosion in mountain catchment area</i>	54
J. Wysocki - Numeryczny model terenu (nmt) jako baza danych dla przestrzennego urządzania zlewni i potrzeb konstrukcji inżynierskich. <i>Digital terrain model as a base of data for the spatial transformation of the watersheds and engineiering constructions</i>	66

<i>A. Ovtcharova, D. Dimitrov, G. Georgiev - Studies on drip irrigation of rice in Bulgaria</i>	74
<i>J. Gruska - Produkcyjne i ekonomiczne efekty deszczowania wybranych upraw w zróżnicowanych warunkach pogodowych i glebowych. Production and economic effects of sprinkling irrigation of chosen crops under different weather and soil conditions</i>	79
<i>St. Rolbiecki, R. Rolbiecki - Irrigation effects of red beet (Beta Vulgaris L.) under sandy soils conditions as affected by rainfall during the critical periods</i>	87
<i>St. Rolbiecki, J. Peszek, R. Rolbiecki - Effect of sprinkler irrigation and nitrogen fertilization on weed infestation of potatoes canopy on a poor sandy soil</i>	91
<i>W. Ptach, M. Kowalski - Badania nad technologią nawadniania i nawożenia melona w uprawie pod osłonami. Researches on irrigation and fertigation of melon in a greenhouse conditions</i>	95
<i>A. Wanke - Zbiorniki dla wód drenarskich. Water reservoirs for drainage waters</i>	104
<i>D. Gadomska - Koncepcja kształtowania krajobrazu zlewni rzeki Ner. Catchment Ner River landscape management concept</i>	112
<i>K. Maślanka, K. Ostrowski - Koncepcja proekologicznej regulacji rzeki Krasnej znajdującej się w obszarze chronionego krajobrazu. Concept of pro-ecological regulation of the Krasna River situated in the area of protected landscape</i>	120
<i>P. Krzyczkowski, A. Drabiński - Renaturyzacja cieków i dolin rzecznych na przykładzie północnej Nadrenii-Westfalii. The renaturisation of the streams and river valleys at the instance of the Nordrhein-Westfalen</i>	130
<i>R. Verhoeven, L. Van Poucke - V-Shaped Fish-Ladders as a contribution to the river environment</i>	135
<i>S. Bajkowski - Wpływ budowli wodnych na warunki tlenowe w rzece. Influence of water structures on oxygen in river</i>	145
<i>A. Radecki-Pawlik, R. Ślizowski - Bystrze o zwiększonej szorstkości jako element ekologicznej stabilizacji potoków górskich. The rapid hydraulic structure with increased roughness as an ecological element for mountain stream bed stabilization</i>	153
<i>R. Ślizowski, A. Radecki-Pawlik - Bystrze z kamienia naturalnego jako przykład nowoczesnej, ekologicznej budowli regulacyjnej w małych zlewniach rzecznych. Stone rapid hydraulic structure an example of modern hydraulic structures in small river basins</i>	162
<i>L. Pływaczyk, W. Łyczko - Wpływ eksploatacji urządzeń piętrzących na ilość wody retencjonowanej w zlewni cieków Średzka Woda. The influence of water damming devices operation on the amount of water stored in Średzka Woda catchment</i>	173
<i>A. Mazur - Ocena umocnień przeciwoerozyjnych na dnie wąwozu w Opoce Dużej. Estimation of anti-erosion protections on the bottom of the ravine in Opoeka Duża</i>	181
<i>E. Wienclaw, T. Krajewski, M. Ziembikiewicz, A. Ciepielowski - Oddziaływanie ujęcia wód podziemnych "Mała Nieszawka" na środowisko leśne. The influence of groundwater intake of "Mała Nieszawka" on forest environment</i>	190
<i>D. Szejba, E. J. Kladiwko, G. L. Willoughby - Hydraulic conductivity of a layered soil profile measured by ponded infiltration technique</i>	200

Z. Lechowicz, S. Rabarijoely - Ocena stanu podłoża organicznego na podstawie badań dylatometrycznych. <i>Evaluation of organic subsoil conditions based on dilatometer test</i>	209
A. Osiński, G. Póttorak - Wykorzystanie gruntów spoistych do budowy dróg rolniczych. <i>The use of cohesive soil as a pavement in rural road</i>	219
M. Sobolewski, A. Szymański - Ocena przepuszczalności gruntów spoistych na podstawie badań in situ. <i>Estimation of permeability characteristics in cohesive soils on the basis of in situ tests</i>	225
A. Szymański, M. Farag, J. Myszewski - Wykorzystanie sondowań statycznych do wyznaczenia parametrów mechanicznych gruntów silnie prekonsolidowanych. <i>Determination of mechanical parameters on the bases of in situ tests</i>	234
W. Misiak - Wpływ budowy dróg na środowisko przyrodnicze. <i>The influence of road construction on enviroment</i>	244
T. Bednarczyk, M. Tarnawski - Wpływ przerwania wałów na infrastrukturę obszarów użytkowanych rolniczo na przykładzie województwa krakowskiego. <i>Breaking of the flood embankments and its impact on the adjacent agricultural area</i>	252
Z. Sroka - Wyznaczenie czasu pojawienia się przesiąku przez wał ziemny z uwzględnieniem filtracji w strefie niepełnego nasycenia. <i>Determination of leakage time through levees considering unsaturated zone</i>	260
M. Kalenik - Wymiarowanie urządzenia do podziemnego rozsączania ścieków po osadniku gnilnym. <i>Design instalation to subsurface sewage disposal systemafter septic tank</i>	269
J.Klugiewicz , I. Klugiewicz - Budowa stanowiska do badań oczyszczania ścieków na zraszanym złożu z tworzyw sztucznych. <i>Design of a station for sewage treatment on a plastic trickling filter</i>	280
D. Górski, L. Hejduk - Stanowisko pomiarowe do badań nad ilością i jakością odpływu z małej zlewni rolniczej. <i>Gauge station for runoff and water quality investigation from small agricultural watershed</i>	288
P. Konopacki, W. Treder, E. Kowalska - Parametry techniczne przewodów porowatych a ich przydatność w systemach nawodnieniowych. <i>Technical parameters of porous pipes and their suitability for irrigation systems</i>	297

SYSTEMY ZARZĄDZANIA ŚRODOWISKIEM

ENVIRONMENT MANAGEMENT SYSTEMS

Piotr Hewelke

Katedra Kształtowania Środowiska i Melioracji

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wstęp

Kształtowanie rolniczej przestrzeni produkcyjnej nie zawsze jest zbieżne ze względami przyrodniczymi i społecznymi. W organizacji produkcji rolniczej coraz silniej zaznaczają się tendencje do koncentracji środków produkcji, mechanizacji prac i specjalizacji, w związku z czym generowane są liczne strumienie zagrożeń, które w poważnym stopniu decydują o jakości środowiska. Zagrożenia te wskazują, że współczesne rolnictwo stanowi najczęściej układy przyrodniczo-techniczno-ekonomiczne o charakterze nie zrównoważonym, a zatem prowadzące do degradacji środowiska. Z punktu widzenia ochrony środowiska rolnictwo stanowi specyficzną dziedzinę, bowiem samo będąc producentem zanieczyszczeń jest silnie narażone na skażenia powietrza, wody i gleby, pochodzące z innych gałęzi gospodarki [Hewelke i wsp. 1997].

W zapobieganiu postępującej, w wyniku całokształtu działalności człowieka, degradacji środowiska rysują się aktualnie dwie podstawowe koncepcje. Pierwszą z nich stanowi usuwanie negatywnych skutków oddziaływania procesów produkcyjnych i konsumpcyjnych na otoczenie. Idealem koncepcji usuwania skutków jest utrzymanie ilości wprowadzanych do środowiska zanieczyszczeń poniżej dopuszczalnych norm. Normy te często uwzględniają jedynie bieżące skutki działalności człowieka, pomijając ich długofalowe oddziaływanie na ekosystem. Z punktu widzenia inżynierii środowiska większość metod polegających jedynie lub głównie na usuwaniu skutków w dłuższym przedziale czasowym jest zazwyczaj mało efektywna. Metody te powinny stanowić zatem końcowe ogniwo całości działań, których strategiczny cel wyznaczają przyczyny negatywnego zjawiska. Z tego powodu idea ochrony środowiska realizowana poprzez systemy zarządzania mające na celu likwidację lub ograniczenie strumieni zagrożeń i racjonalne gospodarowanie zasobami musi być uznana jako nadrzędna w stosunku do koncepcji usuwania skutków [Brandyk i wsp. 1994].

Narzędzia prawne i ekonomiczne dla ochrony środowiska

Coraz powszechniejsze wdrażanie systemów zarządzania środowiskiem jest wynikiem skutecznego funkcjonowania narzędzi polityki środowiskowej państwa. Organizacja Współpracy Gospodarczej i Rozwoju (Organization of Economic Cooperation and Development, OECD) wyróżnia trzy typy narzędzi polityki środowiskowej [Piontek 1995]:

- 1) regulacje bezpośrednie stanowiące środki instytucjonalne, do których wymogów zanieczyszczający musi się stosować pod rygorem sądowym lub administracyjnym,
- 2) narzędzia ekonomiczne stanowiące uregulowania umożliwiające wybór najbardziej korzystnych reakcji podmiotów ekonomicznych poprzez wprowadzenie oszacowania korzyści i kosztów działań alternatywnych,
- 3) narzędzia pośrednie polegające na uruchamianiu świadomości i odpowiedzialności środowiskowej w konkretnym procesie decyzyjnym.

Do podstawowych instrumentów ekonomicznych zalicza się: opłaty, subwencje, systemy depozytowe, tworzenie rynku oraz bodźce wymuszające.

Systemy opłat dotyczą emisji, opłat usługowych i produktowych, opłat administracyjnych i zróżnicowania podatkowego. Opłaty od emisji uzależnione są zazwyczaj od ekologicznych kosztów zewnętrznych emisji jednostki określonej substancji zanieczyszczającej. Opłaty usługowe związane są z kosztami zbiorowego lub publicznego unieszkodliwiania zanieczyszczeń. Opłaty produktowe dotyczą produktów, które powodują zanieczyszczenia w fazie produkcji lub ich użytkowania, lub dla których został zorganizowany system unieszkodliwiania. Opłaty administracyjne związane są głównie z udzielaniem licencji, rejestracją i kontrolą w działaniach istotnie wpływających na jakość środowiska. Zróżnicowania podatkowe i celne preferują rozwiązania przyjazne środowisku.

Subwencje czyli bezpośrednie dotacje lub preferencyjne kredyty (również preferencyjne podatki) mają głównie na celu kształtowanie rynku inwestycji środowiskowych i wprowadzanie czystych technologii.

Systemy depozytowe wymuszają zwrot całości lub części (np. opakowania) danego produktu po jego wykorzystaniu.

Rynki uprawnień obejmują przede wszystkim prawo do obrotu zezwoleniem na emisję określonej ilości zanieczyszczeń. Warunkiem skutecznego funkcjonowania tego systemu jest wyznaczenie dla danego obszaru wielkości emisji dopuszczalnej.

Bodźce wymuszające stanowią kary za przekroczenie warunków korzystania ze środowiska oraz zastawy ekologiczne stosowane przed podjęciem działań szczególnie ryzykownych dla środowiska.

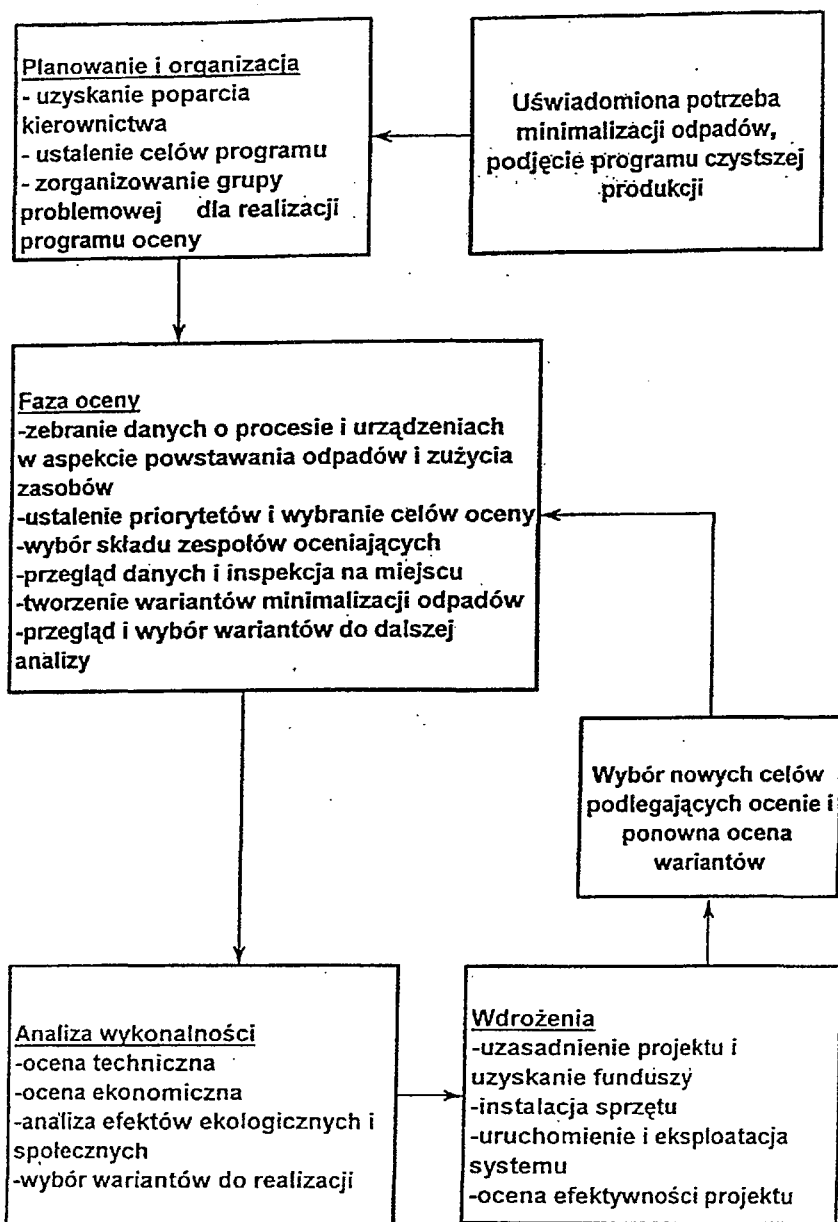
Narzędzia prawne i ekonomiczne stanowią najważniejsze elementy służące realizacji polityki ekologicznej państwa. W polityce ekologicznej podmiotu ekonomicznego powinny one stanowić element systemu zarządzania środowiskiem.

Niesformalizowane systemy zarządzania środowiskiem

System zarządzania środowiskiem może być określony jako struktura organizacyjna, podział kompetencji, zakres odpowiedzialności, procesy i zasoby, które służą do wyeliminowania lub minimalizacji niekorzystnego oddziaływania na środowisko danego podmiotu. System zarządzania może mieć charakter niesformalizowany lub normatywny. Przykładem systemu niesformalizowanego jest procedura oceny możliwości minimalizacji odpadów (Waste Minimization Opportunity Assessment) opracowana przez Agencję Ochrony Środowiska USA [Ocena możliwości minimalizacji odpadów - poradnik techniczny 1992], [Staniskis i wsp. 1997]. Procedura ta określana w Polsce terminem Czystszej Produkcji (CP) polega na ciągłym stosowaniu w procesie produkcyjnym strategii ograniczającej zużycie zasobów i minimalizację odpadów u źródła. W odniesieniu do produktu procedura ta zakłada ograniczanie jego oddziaływania na środowisko we wszystkich fazach, to jest od pozyskania surowca do fazy, w której produkt traci walory użytkowe. W strukturze organizacyjnej systemu CP (rys. 1) kluczową rolę odgrywa faza oceny w której dokonuje się przeglądu wybranego obszaru procesu produkcyjnego. Na podstawie oceny jego wpływu na środowisko zostaje opracowany program poprawy poprzez zastosowanie odpowiednich zmian technologicznych, surowcowych, produktowych lub organizacyjnych, mających na celu redukcję odpadów u źródła lub recyrkulację. Procedura CP ma charakter ciągły ponieważ badany jest każdy strumień surowców wchodzących do produkcji oraz wszystkie miejsca, w których powstają odpady. Ponadto po pomyślnym przygotowaniu i wdrożeniu jednego projektu, powraca się do fazy oceny gdzie następuje wybór nowych celów i ponowna ocena zastosowanych wcześniej rozwiązań.

Oprócz zaleconej w 1990 r. przez Program Ochrony Środowiska ONZ (United Nation Environmental Programme, UNEP) strategii Czystszej Produkcji, istnieją jeszcze inne niesformalizowane systemy zarządzania jak na przykład programy Responsible Care, Green Lights, Strategies for Today Environmental Partnership czy Comparative Risk Analyses.

Zastosowanie tych programów oprócz ochrony środowiska i bezpieczniejszych warunków pracy przynosi podmiotowi ekonomicznemu również wymierne bieżące korzyści finansowe poprzez redukcję kosztów oczyszczania i składowania odpadów, opłat za korzystanie ze środowiska oraz zmniejszone zużycie surowców i energii.



Rys. 1. Struktura programu oceny możliwości minimalizacji odpadów

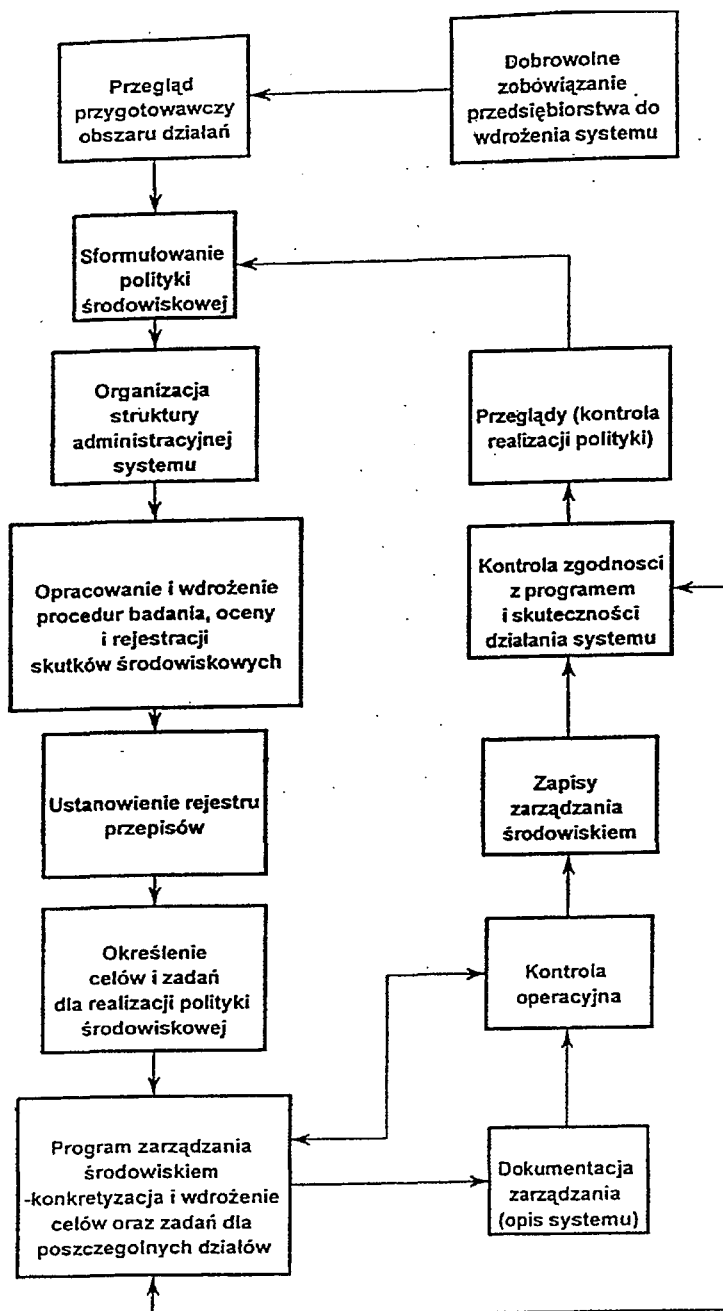
Fig. 1. Structure of the waste minimization opportunity assessment programme

Sformalizowane systemy zarządzania środowiskiem

W celu ujednolicenia działań w zakresie zarządzania środowiskiem powstały normy opisujące warunki jakie powinien spełniać system. Modelowe rozwiązanie stanowi tutaj norma brytyjska BS 7500 (British Standard Institutions, 1994 r.) [m.in. Chelstowski 1996]. Wdrożenie tej normy przez przedsiębiorstwo ma charakter etapowy (rys. 2). W pierwszej fazie następuje zobowiązanie zarządu przedsiębiorstwa do zwiększenia efektywności działań związanych z ochroną środowiska poparte działaniami organizacyjnymi i wyodrębnieniem środków na wprowadzenie systemu. Następnie na podstawie przeglądu obszaru działania przedsiębiorstwa zostaje sformułowana i wyrażona publicznie jego polityka środowiskowa. Dla realizacji przyjętej polityki zostaje stworzona niezbędna struktura organizacyjna, którą charakteryzuje określony podział kompetencji i odpowiedzialności. W następnym etapie norma przewiduje opracowanie metodyk identyfikacji strumieni zagrożeń, ich badania i oceny oddziaływania przedsiębiorstwa na środowisko. Norma nakłada obowiązek prowadzenia rejestru właściwych przedsiębiorstwu skutków środowiskowych oraz rejestru aktualnych przepisów związanych z ochroną środowiska. Ocena oddziaływania na środowisko, rejestr skutków oraz uwarunkowania finansowe i zewnętrzne przedsiębiorstwa są podstawą do sformułowania celów i zadań, których realizacja jest zgodna z ustaloną wcześniej polityką środowiskową. W końcowym etapie następuje uszczegółowienie celów i zadań operacyjnych poprzez analizę techniczną i ekonomiczną oraz przyjęcie ich do realizacji przez poszczególne działy w formie programów cząstkowych. W eksploatacji systemu istotną rolę odgrywają okresowe przeglądy mające na celu ustalenie jego skuteczności oraz kontrole (audyty), które oceniają zgodność procesu zarządzania z przyjętymi procedurami i instrukcjami. Norma nakłada obowiązek prowadzenia odpowiedniej dokumentacji dotyczącej zarówno szczegółowego opisu systemu jak i zapisów dotyczących jego stosowania. Zapisy te powinny umożliwiać ocenę zgodności działań z przyjętą polityką oraz ocenę zakresu w jakim zostały zrealizowane cele i zadania operacyjne. Ważną procedurą systemu jest kontrola operacyjna związana z pobieraniem prób środowiskowych i stosowaniem odpowiedniej aparatury pomiarowej.

Norma brytyjska BS 7500 posłużyła jako wzorzec do opracowania Wytocznych Unii Europejskiej (Environmental Management and Auditing Systems - EMAS, 1995 r.) oraz serii norm międzynarodowych ISO 14000 (International Standard Organization, 1996 r.) [m.in. Wrzesińska 1996].

Celem norm ISO 14000 jest ustanowienie założeń dla jednorodnego systemu zarządzania środowiskiem, który będzie przydatny dla podmiotów ekonomicznych o dowolnym charakterze i wielkości, działających w różnych warunkach



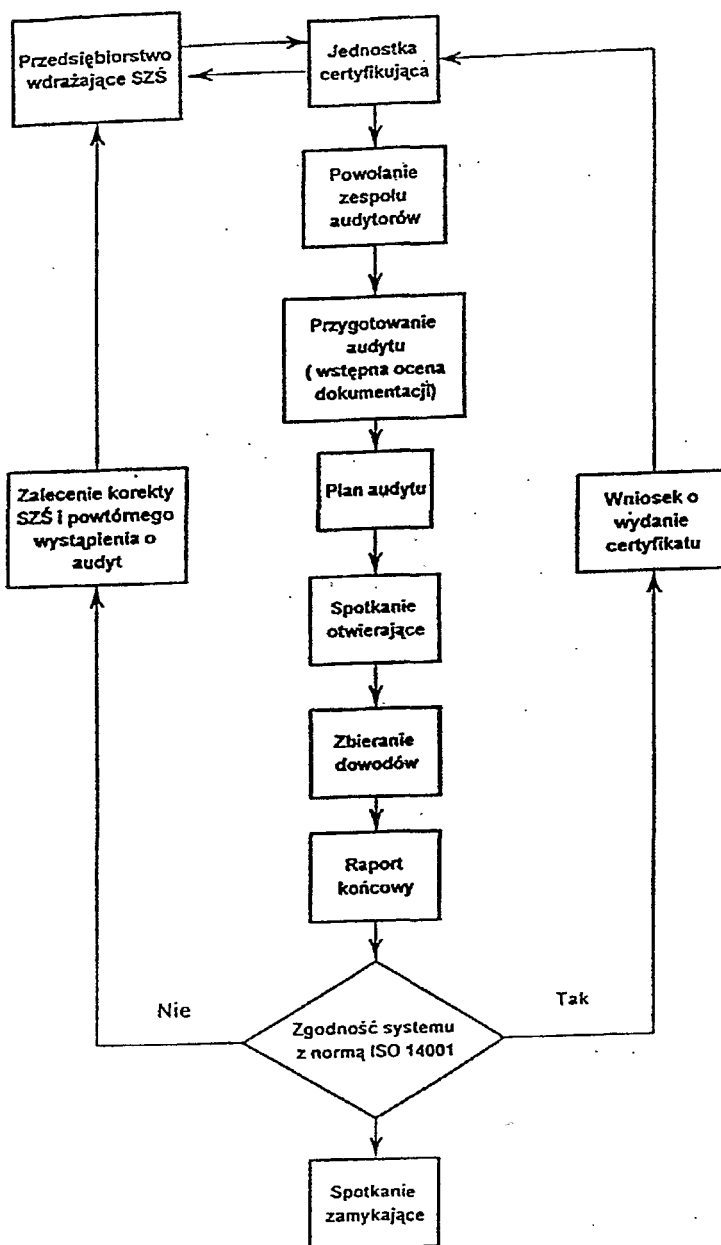
Rys. 2. Struktura systemu zarządzania środowiskiem według normy BS 7500
 Fig. 2. Structure of the environmental management system by BS 7500 standard

geograficznych i kulturowych. Wymagania jakie powinien spełniać taki system określa norma ISO 14001 (Environmental management systems - Specification with guidance for use) i jej zastosowanie stanowi podstawę do wydania certyfikatu zgodności. Pozostałe normy serii 14000 stanowią zestaw zaleceń pomocniczych lub dotyczą procesu certyfikacji. Wydanie certyfikatu zgodności systemu zarządzania środowiskiem z normą ISO 14001 następuje w wyniku przeprowadzenia kontroli (audytu) przez upoważnioną jednostkę na wniosek zainteresowanego podmiotu. Wskazania i informacje pomocnicze dla ustanowienia systemu zawiera norma ISO 14004 „Environmental management systems - General guidelines on principles systems and supporting techniques. Zasady certyfikacji w systemie ISO ujęte są w normach 14010 - Guidelines for environmental auditing - General principles, 14011 - Guidelines for environmental auditing - Auditing of environmental systems i 14012 - Guidelines for environmental auditing - Qualification criteria for environmental auditors. Procedura certyfikacyjna (rys. 3) w fazie wstępnej przewiduje powołanie przez jednostkę certyfikującą zespołu audytorów. Upoważniony przedstawiciel przedsiębiorstwa wraz z audytorem wiodącym ustalają obszar audytu, czas jego trwania wymagania poufności oraz formę i czas dostarczenia raportu końcowego. Zespół audytorów, ich cel i plan działań oraz stosowane metody i procedury są przedstawiane audytowanemu na spotkaniu otwierającym.

W drugiej fazie audytorzy zbierają dowody pozwalające na ocenę polityki środowiskowej przedsiębiorstwa i przeprowadzają kontrolę funkcjonowania systemu. Ocena polityki następuje poprzez analizę czy jest ona stosowna do rodzaju i skali wpływów środowiskowych, odpowiednio udokumentowana i realizowana, znana wszystkim zatrudnionym, udostępniona społeczeństwu, skoordynowana z innymi zasadami działalności wewnątrz przedsiębiorstwa i dostosowana do warunków lokalnych i regionalnych. Następnie audytorzy zapoznają się z procedurą identyfikacji oddziaływania na środowisko, procedurą wymagań prawnych (m.in. licencje i uprawnienia) oraz celami i zadaniami operacyjnymi systemu.

Na etapie kontroli mającej na celu potwierdzenie wdrożenia systemu i ocenę skuteczności jego funkcjonowania audytorzy badają w szczególności:

- strukturę organizacji systemu zarządzania środowiskiem (prawa i obowiązki pełnomocnika d/s wdrożenia systemu, świadomość realizatorów i ich umiejętności, środki techniczne i finansowe do dyspozycji systemu),
- działania na rzecz szkolenia pracowników,
- system informacji wewnętrznej i zewnętrznej związanej z zagrożeniami środowiskowymi,
- dokumentację środowiskową, która zawiera informacje o procesach, schematach organizacyjnych, normach wewnętrznych, procedurach operacyjnych i zagrożeniach środowiskowych odniesionych do danego miejsca,



Rys. 3. Procedura certyfikacji systemu zarządzania środowiskiem wg norm ISO 14000

Fig. 3. Auditing procedure of the environmental management system by ISO 14000 standard

- zasady nadzoru operacyjnego, dotyczące głównie zapobiegania skażeniom lub utraty części zasobów,
- zasady i gotowość do działań w sytuacjach awaryjnych,
- procedury monitorowania podstawowych charakterystyk procesu produkcyjnego i wpływu na środowisko,
- procedury działań korygujących i zapobiegawczych,
- zapisy, które są dowodem funkcjonowania systemu; zapisy te powinny obejmować m.in. dane dotyczące monitorowania wpływów przedsiębiorstwa na środowisko, testowania sprzętu pomiarowego, awarii, postępowania poawaryjnego itp.,
- zapisy z przeglądów zarządzania, które powinny być wykonywane okresowo przez kierownictwo przedsiębiorstwa dla zapewnienia ciągłej efektywności działania systemu.

Wyniki kontroli opracowane przez audytorów w postaci raportu końcowego, który określa czy system jest zbudowany i wdrażany prawidłowo są przedstawiane na spotkaniu zamykającym. Jeżeli wyniki kontroli są pozytywne to audytor wiodący występuje do jednostki certyfikującej o przyznanie certyfikatu systemu zarządzania środowiskiem.

Podsumowanie

Systemy zarządzania środowiskiem stanowią jedno z kompleksowych narzędzi służące realizacji zrównoważonego rozwoju. Systemy te charakteryzują się zdecydowanie przewencyjną relacją do środowiska stanowiąc jednocześnie element kształtujący ekonomikę przedsiębiorstwa. Ochrona środowiska i zasobów traktowana jako proces zarządzania może istotnie wpływać na kształtowanie kosztów przedsiębiorstwa poprzez redukcję zużycia surowców, energii i kosztów unieszkodliwiania odpadów. Oprócz bezpośrednich korzyści finansowych w procesie produkcyjnym, przedsiębiorstwo prowadzące politykę prośrodowiskową, może osiągać znaczne korzyści w działaniach marketingowych z uwagi na polepszenie wizerunku firmy w opinii klientów. Posiadanie certyfikatu systemu zarządzania środowiskiem zaczyna być warunkiem dostępu do rynku podobnie jak certyfikaty jakościowe. Sytuacja taka pojawia się ostatnio pomimo, że wdrażanie zarówno niesformalizowanych jak i sformalizowanych systemów zarządzania jest dobrowolne. Wdrożenie działań na rzecz środowiska polepsza również relacje przedsiębiorstwa z władzami i społecznością lokalną co ułatwia uzyskiwanie odpowiednich zezwoleń i uprawnień oraz stwarza większą możliwość dostępu do kapitału.

Przyspieszenie procesów europejskiej integracji polityczno-gospodarczej nakłada na Polskę obowiązek dostosowania się do międzynarodowych standardów jakościowych również w obszarze ochrony środowiska. Z tego względu konieczne jest stosowanie odpowiednich narzędzi prawnych i ekonomicznych oraz systemów zarządzania.

W zakresie niesformalizowanych systemów zarządzania środowiskiem Polska ma istotne doświadczenia we wdrażaniu programu Czystszej Produkcji. Zastosowanie systemów sformalizowanych i uruchomienie procedur certyfikacyjnych ma jeszcze charakter inicjalny.

Nieprzestrzeganie unijnych norm jakościowych na produkty już obecnie staje się istotnym hamulcem rozwoju gospodarczego, a w niedalekiej przyszłości podobne ograniczenia pojawią się w obszarze zarządzania środowiskiem.

Literatura

BRANDYK T., DUCZYŃSKI P., HEWELKE P. 1994: *Zasady czystszej produkcji w ochronie środowiska*. Przegląd Naukowy Wydz. Mel. i Inż. Środ. SGGW, z. 6: 75-84.

CHELSTOWSKI B. 1996: *Czystsza produkcja a sformalizowane systemy zarządzania środowiskiem*. W: „The Proceedings of First Cleaner Production International Conference”, Rydzyna, Poland: 117-126.

HEWELKE P., KACPRZAK D. 1997: *Wybrane aspekty zrównoważonego rozwoju obszarów wiejskich*. W: „Edukacja podyplomowa w zarządzaniu środowiskiem wiejskim” pod red. P. Hewelke. Wyd. SGGW: 9-15.

PIONTEK F. 1995: *Metody ustalania szkód i kosztów powodowanych degradacją zasobów wodnych i składowaniem odpadów*. Wyd. Ekonomia i Środowisko: 107 ss.

STANISKIS J., STRAHL J. 1997: *Cleaner technology - the success stories*. W: „Sustainable Industrial Production - Waste minimization, cleaner technology and industrial ecology”, ed. Strahl J., Lund Univ.

WRZESIŃSKA E. 1996: *System zarządzania i jego certyfikacja według norm ISO14000*. W: „The Proceedings of First Cleaner Production International Conference”, Rydzyna, Poland: 127-133.

Ocena możliwości minimalizacji odpadów - poradnik techniczny. Materiały V Szkoły Cleaner Production, Świecie 1992.

Summary

Environment Management Systems. An extremely vital role in environment protection has relevant management systems implementation. Environment Management Systems are known as organising structures which are helpful in eliminating or limiting the harmful influence on the environment. In this description there were introduced basic rules of formal and informal management systems act and all conditions of their certificates (Clear Production, BS 7500, ISO14000). The implementation of environment management systems is voluntary actually but it should be treated as a vital device in the realisation of sustainable development. The policy of enterprises should take into account that ISO certificate in environment management will soon become an important condition of an access to goods and services markets.

Piotr Hewelke

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

Katedra Kształtowania Środowiska i Melioracji

02-787 Warszawa

ul. Nowoursynowska 166

PRZECIWIEROZYJNE ZAGOSPODAROWANIE GRUNTÓW W ASPEKCIE OGRANICZENIA POWODZI NA PRZYKŁADZIE GÓRNEGO DORZECZA NIDZICY

FLOOD REDUCING ANTIEROSION LAND MANAGEMENT EXEMPLARY ELABORATES FOR THE CASE OF UPPER PART OF NIDZICA RIVER BASIN

Czesław Józefaciuk, Anna Józefaciuk, Eugeniusz Nowocien
Instytut Uprawy Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach

Wstęp

Niemal we wszystkich dotychczas opracowanych programach dotyczących zwiększania zasobów wodnych i ograniczania powodzi uwzględnia się głównie regulację rzek i budowę zbiorników retencyjnych, prawie zupełnie pomijając poprawę retencyjności obszarów zlewni rzek, co ma szczególne znaczenie w terenach erodowanych. Procesy erozji bowiem przyspieszając i nasilając spływy powierzchniowe bardzo poważnie ograniczają infiltrację wody do gruntu. Woda nie zmagazynowana w glebie spływa do cieków i zbiorników wodnych powodując gwałtowne wezbrania. Oprócz tego, wyerodowany i przemieszczany spływami powierzchniowymi materiał glebowy zamula rzeki, zbiorniki wodne i urządzenia melioracyjne, co jeszcze bardziej potęguje rozmiary i skutki fal powodziowych.

Największym zbiornikiem retencyjnym jest gleba, ale musi być odpowiednio chroniona i użytkowana. Melioracje przeciwoerozyjne natomiast, to nie tylko ochrona gleb i gruntów przed degradacją, ale równocześnie bardzo racjonalny sposób walki z powodziąmi.

Zakres badań

Badaniami objęto zlewnie rzek: Kalinki, Nički i Nidzicy do ujścia Nički. W 1995 r., po katastrofalnej ulewie wrześniowej oceniono bezpośrednio w terenie zniszczenia powodziowe i erozyjne. W 1996 r. przeprowadzono inwentaryzację form i skutków erozji po roztopach śniegowych i badania (terenowe i kameralne) w

ramach studium rozpoznania badanego obszaru oraz rozpoczęto opracowanie koncepcji przeciwerozynnego zabezpieczenia, które zakończono w 1997 r. We wszystkich badaniach wykorzystano podkłady mapowe w skali 1:10 000 lub 1:25 000.

Charakterystyka głównych czynników erozji

Spośród czynników przyrodniczych występowaniu erozji i powodzi w górnym dorzeczu Nidzicy najbardziej sprzyjają:

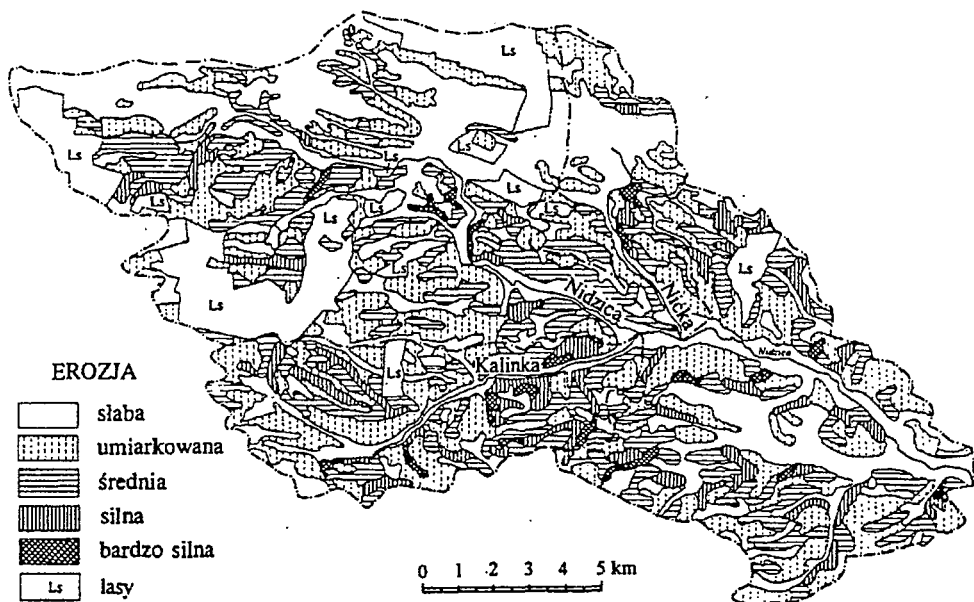
- duże opady roczne około 700 mm, z koncentracją w miesiącach maj-lipiec (42% normy rocznej), głównie jako ulewne deszcze od 25 do 50 mm, z których około 60% trwa do 30 minut, a 40% do kilku godzin,
- przewaga (66% obszaru), gleb lessowych i pyłowych zwykłych bardzo silnie podatnych na zmywy, a następnie (16.5% powierzchni) rędzin i gleb piaszczystych silnie podatnych,
- bardzo urozmaicona rzeźba terenu, rozczłonkowana gęstą siecią wąwozów i dolinek śródboczkowych.

Z czynników gospodarczych występowaniu erozji i powodzi sprzyja mała powierzchnia lasów - 11.1% i trwałych użytków zielonych - 6.4%, wzdłużstokowy układ działek i dróg, a także orne użytkowanie zboczy o spadku >20% i nie przestrzeganie agrotechniki przeciwerozynnej.

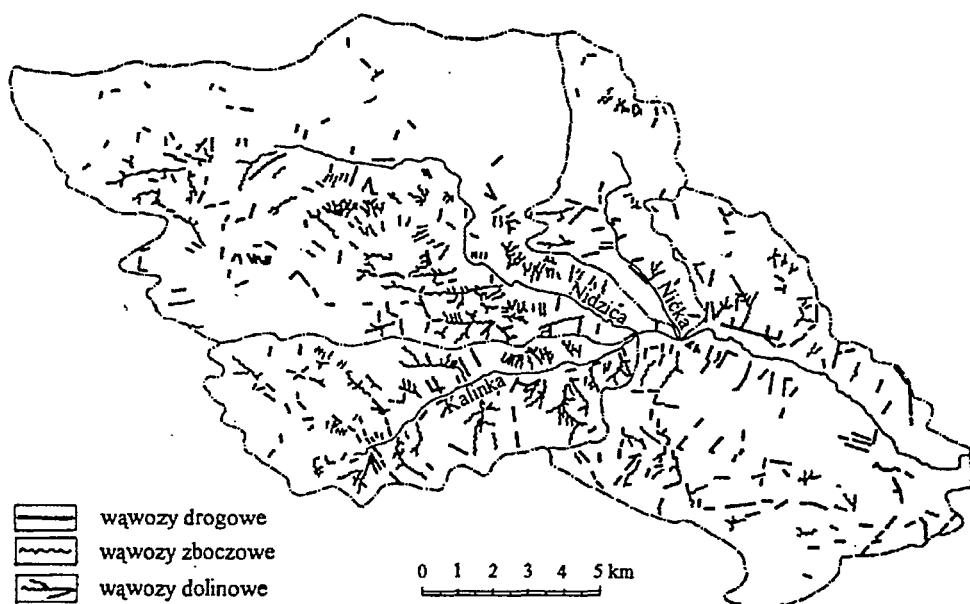
Struktura erozji gleb

Przeprowadzone badania inwentaryzacyjne na mapach topograficznych w skali 1:10000 wykazały, że erozja wodna występuje na około 44% obszaru górnej części zlewni rzeki Nidzicy (rys. 1). Największa powierzchnia, około 23% przypada na erozję umiarkowaną, a następnie na średnią, około 13.8%. Erozja silna występuje na około 6% powierzchni, a bardzo silna na około 2%. Ze względu na występowanie średniej, silnej i bardzo silnej erozji, łącznie na około 22% powierzchni, cały obszar dorzecza górnej Nidzicy podlega pilnej ochronie przed erozją wodną.

Badania wykazały również, że górne dorzecze Nidzicy ma wyjątkowo silnie rozwiniętą sieć wąwozową (rys. 2). Łączna długość wąwozów wynosi około 235 km, a wskaźnik gęstości osiąga 1 km/km². Kwalifikuje to badany obszar do bardzo pilnej ochrony przed erozją wąwozową.



Rys. 1. Zagrożenie erozją wodną górnej zlewni rzeki Nidzicy
Water erosion hazard of upper part of Nidzica basin



Rys. 2. Występowanie wąwozów w górnej zlewni rzeki Nidzicy
Gullies occurrence in upper part of Nidzica basin

Skutki erozji wodnej w wyniku ulewy wrześnieowej

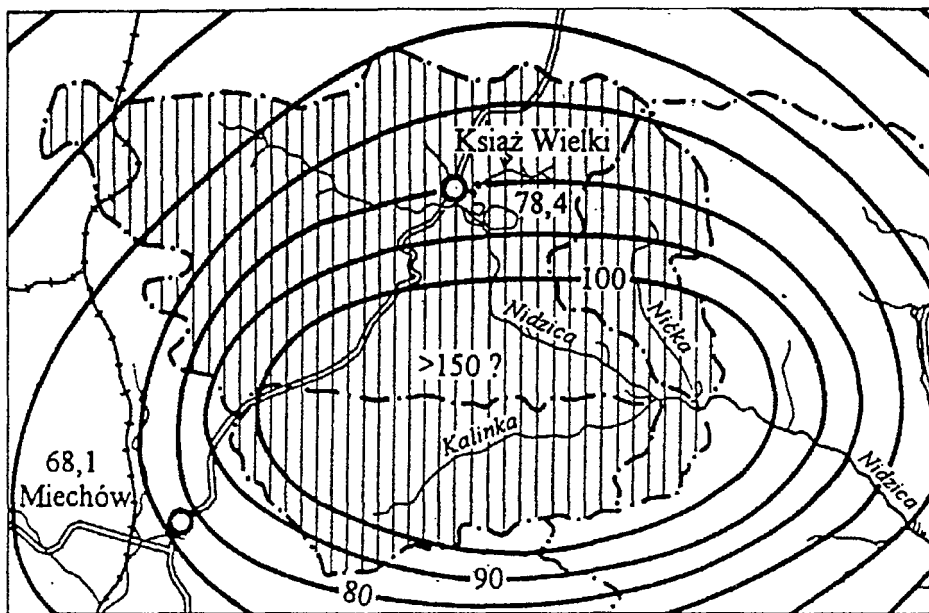
Wielkość i rozkład deszczu nawalnego w dniu 15 września 1995 r. przedstawiono na rysunku 3, (Cygan M. i inn. 1995). Grunty orne, w większości nie chronione wówczas szatą roślinną, zostały silnie zdegradowane przez zmywy powierzchniowe, erozję żłobinową, a także wąwozową. Szczególnie duże rozmywy wystąpiły na drogach rolniczych i w wąwozach drogowych na zboczach, zwłaszcza na dnach dolin śródstokowych, gdzie głębokość rozmywów dochodziła do ponad 1 m. Nawet drogi umocnione sposobem gospodarczym - warstwą szutru kamiennego, zostały na wielu odcinkach zniszczone i stały się nieprzejezdne.

Duże rozmywy erozyjne obserwowano również w niektórych wąwozach zboczowych i dolinowych, nawet znajdujących się w końcowych stadiach rozwoju o zanikających procesach rzeźbotwórczych. Oprócz rozmywania i cofania się progów erozji wstecznej na dnie, silnie rozwinęły się czoła wąwozów głównych i rozcięć bocznych.

Materiał glebowy wyerodowany ze stoków oraz rumowisko przemieszczane z dróg rolniczych i wąwozów spowodowały w dolinie rzeki zamulenie znacznych powierzchni trwałych użytków zielonych, niektórych odcinków dróg asfaltowych - gminnych i wojewódzkich, wielu kilometrów rowów melioracyjnych i przydrożnych oraz większości przepustów. Rezultatem tego było utrudnienie odpływu wód i podwyższenie w dolinie rzeki stanu wód powodziowych o 0,5 m, w stosunku do stanów 0,1%% (występujących raz na 1000 lat) - rys. 4.

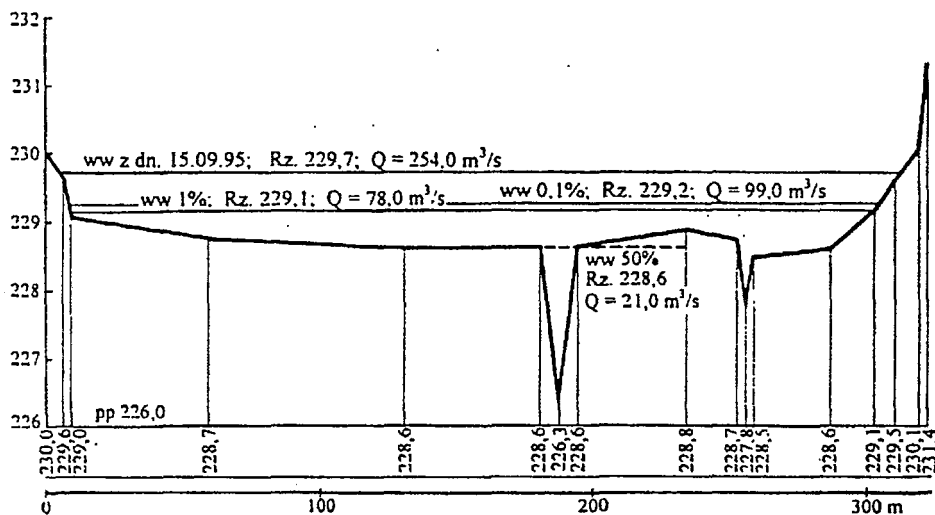
Program zagospodarowania górnego dorzecza Nidzicy

Górne dorzecze Nidzicy jest obszarem typowo rolniczym, z przewagą małych gospodarstw indywidualnych z uciążliwą szachownicą gruntów. Dominuje wzdłużstokowy układ działek i pól warunkujący równoległą do spadku terenu uprawę roli. Zwiększa to powierzchniowe spływy wody i nasilenie erozji wodnej - powierzchniowej i liniowej. Przeważa również, dostosowany do układu działek, wzdłużstokowy układ dróg rolniczych, przeważnie przekształconych już w wąwozy drogowe, którymi spływają skoncentrowane wody powierzchniowe wraz z rumowiskiem transportowanym do dolin rzecznych oraz cieków i zbiorników wodnych. Jedyną korzyścią, wynikającą z rozdrobnienia i rozproszenia działek i pól jest mozaika uprawianych roślin, która w pewnym stopniu ogranicza nasilenie erozji wodnej i wietrznej.

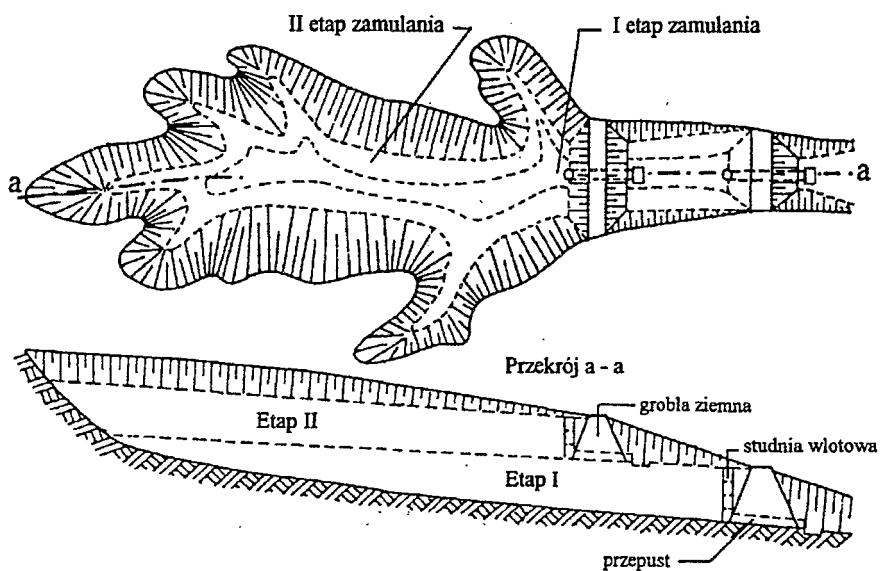


skala 1 : 200 000

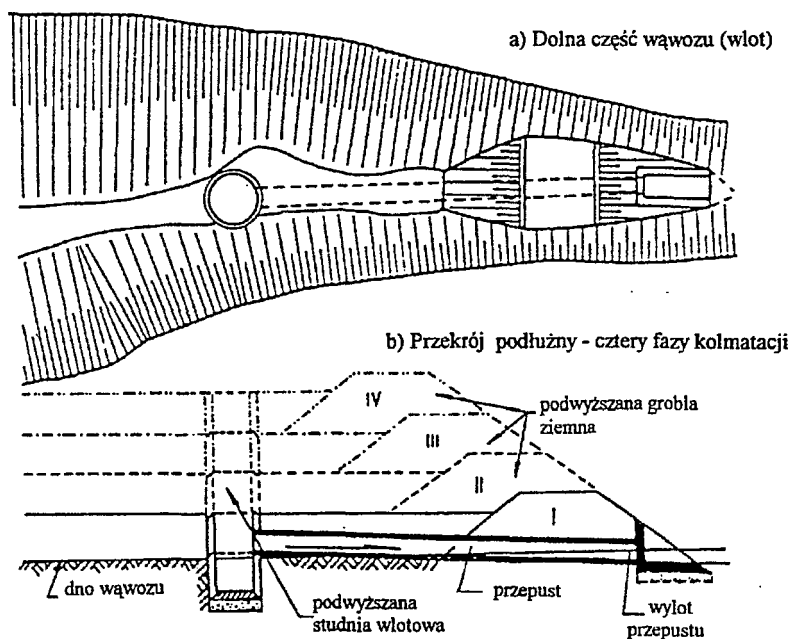
Rys. 3. Rozkład opadu w zlewni górnej Nidzicy w dniu 15 września 1995 r.
Distribution of rainfall in upper part of Nidzica basin (15 September 1995)



Rys. 4. Stany i przepływy wód podczas powodzi (wrzesień 1995) oraz
te o prawdopodobieństwie 1 i 0,1%. Przekrój Ilkowiec
Levels and flows of water during the September 1995 and these
evaluated at probabilities 1 and 0,1%. Section Ilkowiec



Rys. 5. Zabudowa wąwozu zbiornikami kolmatacyjnymi
Control of a gully by colmatation reservoirs



Rys. 6. Schemat budowy do zamulania wąwozów
Scheme of building for silting up of a gully

Zagospodarowanie obszaru dorzecza górnej Nidzicy (Józefaciuk Cz. i in. 1997) zaprogramowano w dwu etapach. Etap pierwszy przewidziany do szybkiej realizacji obejmuje następujące prace:

- budowę zbiorników retencyjno-kolmatacyjnych w wąwozach dolinowych przez przegradzanie wąwozów groblami ziemnymi z przepustami i podwyższonymi studniami wlotowymi (rys. 5, 6),
- utwardzenie silnie erodowanych dróg rolniczych i wykonanie rowów przydrożnych zabezpieczonych przed rozmywem,
- zagospodarowanie silnie erodowanych zboczy o nachyleniu ponad 20% przez ich zalesienie lub zadarnienie lub przez założenie sadu w darni.

Etap drugi obejmuje realizację: kompleksowych scalań gruntów lub kompleksowych urządzeń rolnych. Są to jednak przedsięwzięcia kosztowne, a ich realizacja przewidziana jest na kilka dziesiątków lat ze względu na duży zakres prac inwestycyjnych (tab. 1).

Tabela 1/ Table 1

Zakres prac wykonanych w procesie scalania gruntów, kompleksowego scalania oraz kompleksowe urządzenia terenów rolnych
Mandatory requirements for land consolidation and complex land consolidation and arrangement of rural areas

Lp	Wyszczególnienie zakresu prac	Scalanie gruntów	Kompleksowe scalanie gruntów	Kompleksowe urządzenie terenów rolnych
1.	Scalanie gruntów	+	+	+
2.	Rozmieszczenie dróg rolniczych	+	+	+
3.	Utwardzenie dróg osiedlowych i rolniczych		0	+
4.	Transformacja użytków - dostosowanie do warunków przyrodniczych		+	+
5.	Melioracje wodne z rekonstrukcją lustra wody		0	+
6.	Melioracje przeciwezyjne i rekultywacja terenów zdegradowanych	0	+	+
7.	Rozmieszczenie terenów budowlanych		+	+
8.	Zaopatrzenie gospodarstw w wodę bieżącą			+
9.	Kanalizacja i oczyszczenie ścieków			+
10.	Utylizacja nieczystości stałych			+
11.	Telefonizacja gospodarstw			+
12.	Gazyfikacja gospodarstw			+
13.	Rozwój lokalny przemysł rolno-spożywczy			+
14.	Rozwój agroturystyki			+
15.	Ochrona środowiska (przyrody)		0	+
16.	Renowacja zabytków			+

+ - przedsięwzięcia realizowane w danym procesie w pełnym zakresie

0 - przedsięwzięcia realizowane częściowo

Literatura

CYGAN M., CZULAK J., NIEDBAŁA J.: *Analiza przebiegu fali powodziowej w dolinach rzek Nidzicy i Kalinki w dniach 15-16 września 1995 r.* Kraków, 1995, maszynopis, ss. 20.

JÓZEFACIUK CZ., JÓZEFACIUK A., NOWOCIEŃ E.: *Koncepcja zabezpieczenia przeciwerozijnego górnej zlewni rzeki Nidzicy.* Puławy, 1997, maszynopis, ss. 69.

Summary

Flood reducing antierosion land management exemplary elaborates for the case of upper part of nidzica river basin. The main environmental and economical factors leading to the increase of water erosion processes were presented. The structure of water erosion hazard and gullies density scheme were evaluated. The effects of a catastrophic rainfall on 15th September 1995 were described. The main soil water erosion prevention measures increasing water retention capacity watershed were presented as well.

Czesław Józefaciuk

Anna Józefaciuk

Eugeniusz Nowocien

Instytut Uprawy Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach

ul. Czartoryskich 8

24-100 Puławy

MELIORACJE PRZECIWEROZYJNE JAKO CZYNNIK KSZTAŁTOWANIA STOSUNKÓW WODNYCH

ANTIEROSION MELIORATIONS AS WATER RELATIONS CONTROLLING FACTORS

Anna Józefaciuk, Czesław Józefaciuk, Franciszek Woch
Instytut Uprawy Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach

Wstęp

Deformacje stosunków wodnych w terenach erodowanych występują powszechnie. Najważniejsze z nich to: pogarszanie fizyko-wodnych właściwości i przestrzenne zróżnicowanie wilgotności gleb, zakłócanie przepływów w ciekach i zanieczyszczanie wód oraz zamulanie urządzeń melioracyjnych, drogowych i budowli wodnych. Z tych względów melioracje przeciwerozyjne, których jednym z celów jest ochrona zasobów wodnych i polepszanie gospodarki wodą powinny być wykonywane w możliwie największej skali.

Metoda

Praca ma charakter przegląadowy. Na podstawie wyników dotychczasowych badań nad metodami przeciwdziałania erozji scharakteryzowano te zabiegi, które mają największy wpływ na warunki wodne.

Rola zabiegów przeciwerozyjnych w kształtowaniu stosunków wodnych

Największe rezultaty osiąga się przy kompleksowym stosowaniu melioracji przeciwerozyjnych, tym niemniej można wyróżnić zabiegi o podstawowym znaczeniu dla racjonalnej gospodarki wodą. Są to: rozmieszczenie użytków, układ dróg i zabudowa wąwozów.

Rozmieszczenie użytków rolno-leśnych w terenach stokowych ma wyjątkowy wpływ na regulowanie powierzchniowych spływów wody i fal

powodziowych. Największą hydrologiczną i ochronną efektywnością oddziaływania cechują się lasy, zwłaszcza liściaste, a następnie zadrzewienia leśne. Stymulująca rola tych zbiorowisk polega na znacznej intercepcji opadów (od około 10% przy ulewach, do nawet 100% przy deszczach słabych), zmniejszaniu prędkości spływów powierzchniowych (nawet kilkaset razy, w porównaniu z roślinnością polową), pochłanianiu wody opadowej i zwiększaniu jej infiltracji w glebę leśną oraz przyczynianiu się do równomiernego rozkładu pokrywy śniegowej i spowalnianiu jej tania (o 2-3 tygodnie później niż na gruntach ornych). Roślinność łąk i pastwisk o zwartej biomase nadziemnej i podziemnej równie skutecznie, jak zalesienia, ochrania powierzchnię gleby przed erozją (Ziemiński, 1963). Równocześnie drenaż wody przez gęsty system korzeniowy zapewnia glebie dobrą przepuszczalność i chłonność wody, co znacznie rozprasza spływy powierzchniowe. Oprócz tego, użytki zielone, zwłaszcza w dolinach rzek są zielonym oceanem przechwytyjącym wody powierzchniowe z terenów stokowych zlewni. Przez naturalne nawadnianie łąk można zredukować spływ wiosenny nawet o 40% i znacznie rozładować falę powodziową. Roślinność polowa, ze względu na sezonowe występowanie ma mniejszy wpływ na warunki wodne i ochronę gleby w porównaniu z trwałymi formacjami leśnymi i trawiastymi. Najlepsze właściwości w tym względzie z roślin uprawnych mają wieloletnie motylkowate z trawami, a następnie żyto i rzepak ozimy, które krzewiąc się w jesieni, już podczas roztopów śniegowych ograniczają spływy wody i gleby (rys. 1). Pszenica ozima i zboża jare hamują spływy dopiero podczas deszczów letnich. Różnice te, między zbożami ozimymi a jarymi zacierają się w terenach górskich, gdzie największe zakłócenia stosunków wodnych powodują głównie ulewy letnie. Okopowe najslabiej przeciwdziałają spływom wody i zmywom gleby. Wielkość spływu w okresie deszczowym jest zwykle kilkakrotnie większa na polu z okopowymi, niż z żytem. Dlatego w zmianowaniu roślin polowych w terenach erodowanych powinna obowiązywać zasada, iż uprawy o dużych właściwościach przeciwerozyjnych powinny poprzedzać uprawy słabiej chroniące glebę, a okres ugorowania powinien być skracany przez stosowanie wsiewek i poplonów.

SZATA ROŚLINNA	MIESIĄCE											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Krytyczne okresy erozji												
Łąki												
Pastwiska właściwie pielęgnowane												
Pastwiska nadmiernie eksploatowane												
Trawy (wsiewka)												
Trawy - lata użytkowania												
Motylkowe z trawami (wsiewka)												
Motylkowe z trawami (lata użytkowania)												
Koniczyna (wsiewka)												
Koniczyna 1-szy rok użytkowania												
Koniczyna 2-gi rok użytkowania												
Lucerna - rok siewu												
Lucerna (lata użytkowania)												
Zyto ozime - siew optymalny												
Zyto zasiane późno												
Zyto na zielonkę												
Rzepak ozimy												
Jęczmień ozimy - siew optymalny												
Jęczmień ozimy - siew późny												
Pszenica ozima - siew optymalny												
Pszenica ozima - siew późny												
Owies - siew optymalny												
Pszenica jara - siew optymalny												
Jęczmień jary - siew optymalny												
Kukurydza												
Ziemniaki												
Buraki												
Słonecznik na nasiona												
Łubin, bobik												
Groch, peluszką, wyka												
Gryka												
Proso												
Seradela (wsiewka)												
Popłony												

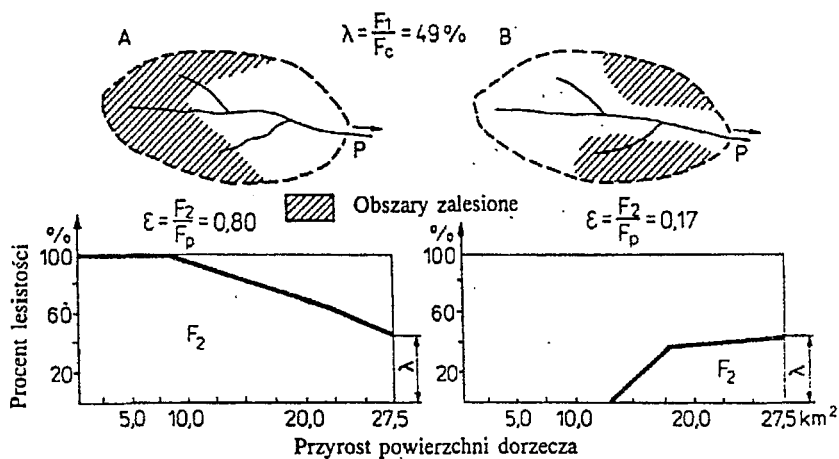
	ochrona w 75 - 100%		ochrona w 5 - 25%
	ochrona w 50 - 75%		ochrona w 0%
	ochrona w 25 - 50%		krytyczne okresy erozji

Rys. 1. Funkcja roślin uprawnych w ochronie gleb przed erozją wodną.
 Józefaciukowie Cz. A., 1986
 Function of field crops for the water erosion protection of soils
 (Józefaciukowie Cz. A., 1986)

CROPS	MONTHS											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Critical erosion periods.												
Grasslands												
Properly managed pastures												
Overgrazed pastures												
Grasses (companion crop)												
Grasses (years of utilization)												
Grass-legume mixture (companion crop)												
Grass-legume mixture (years of utilization)												
Clover (companion crop)												
Clover (1st year of utilization)												
Clover (2nd year of utilization)												
Lucerne (planting year)												
Lucerne (years of utilization)												
Winter rye (optimum sowing)												
Late sown rye												
Rye for green forage												
Winter rape												
Winter barley-optimum sowing												
Winter barley-late sowing												
Winter wheat-optimum sowing												
Winter wheat-late sowing												
Oats-optimum sowing												
Spring wheat-optimum sowing												
Spring barley-optimum sowing												
Maize												
Potatoes												
Sugar beets												
Sunflower for seeds												
Lupin, faba bean												
Peas, field peas, vetch												
Buckwheat												
Millet												
Serradella												
Aftercrops												

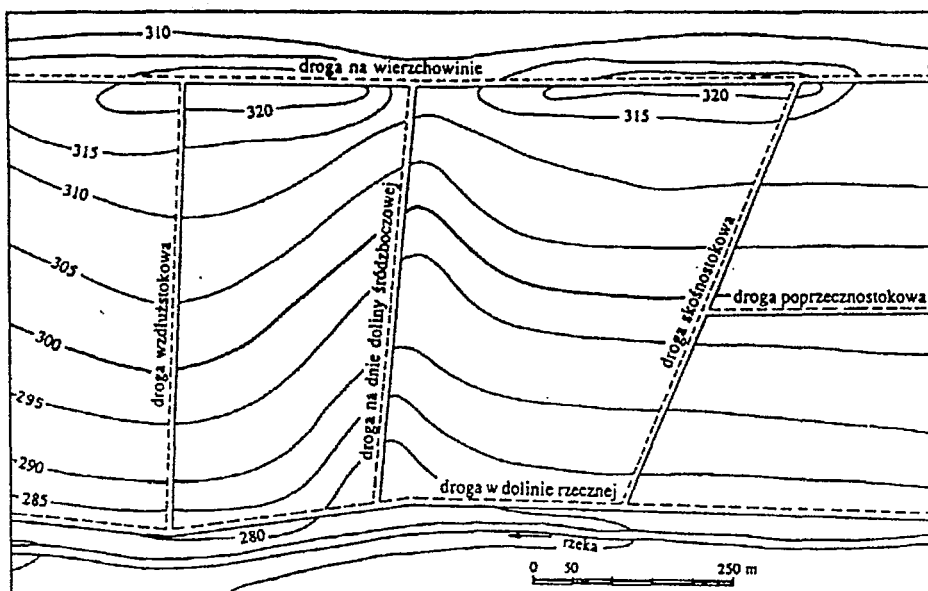


Rys. 1. Function of field crops for the water erosion protection of soils
(Józefaciukowie Cz. A., 1986)



Rys. 2. Sposób określania wskaźnika rozwinięcia lesistości (Lambor, 1957)
Method of estimation of forestation index (Lambor, 1957)

zlewnie A i B mają jednakową lesistość - po 49%; w zlewni A - układ lasów jest właściwy (wskaźnik lesistości $\Sigma=0,80$); w zlewni B - wadliwy ($\Sigma=0,17\%$); F_1 - pow. zalesiona; F_c - pow. zlewni; F_p - pow. prostokąta diagramu; F_2 - pow. poniżej wykresu



Rys. 3. Rodzaje dróg rolniczych na stokach
Kinds of farm roads on slopes

Biorąc pod uwagę hydrologiczne i ochronne właściwości użytków rolno-leśnych powinno się w ich rozmieszczaniu przestrzegać pewnych, podstawowych zasad. Zalesienia są najbardziej potrzebne w górnej części dorzeczy. Wówczas wskaźnik rozwinięcia lesistości jest hydrologicznie najkorzystniejszy (rys. 2). Jak wynika z tego rysunku, w zlewni A następuje rozdzielenie spływów, a więc i rozbicie fali powodziowej - najpierw odplywa woda z dolnej części dorzecza, a następnie stopniowo z górnej, zalesionej części. Przebieg granicy rolno-leśnej w terenach górskich ma znaczne uwarunkowania regionalne. Na Podhalu i w Beskidach powinna ona przebiegać na wysokości około 800 m n.p.m., a w Bieszczadach i Sudetach na około 700 m n.p.m., przy czym na stokach o ekspozycji południowej podwyższa się ją o 50-100 m, a o ekspozycji północnej obniża o taką samą wartość (Prochał, 1984). Oprócz tego na stokach wklęsłych lasy powinny zajmować strefę górną o nachyleniu powyżej 25° , użytki zielone strefę środkową o nachyleniu $15-25^{\circ}$, a grunty orne strefę dolną o nachyleniu do $12-15^{\circ}$. Na stokach wypukłych natomiast zalesia się strefę środkową, w górnej zakłada się użytki zielone, a w dolnej sytuuje się pola orne. W terenach wyżynnych pod zadrzewienia leśne powinno się przeznaczać przede wszystkim zbocza o nachyleniu powyżej 17° , bez względu na rodzaj gleby oraz zbocza o nachyleniu powyżej 12° , lecz o silnie zerodowanych glebach (Woch, 1995) oraz wąwozy i niewielkie enklawy gruntów między wąwozami. Użytki zielone powinny zajmować doliny rzek oraz dolinki śródstokowe, gdzie koncentrują się spływy powierzchniowe i ewentualnie zbocza o nachyleniu $12-17^{\circ}$, lecz o glebach bardziej zwięzłych. Grunty orne, w zasadzie nie powinny mieć większego nachylenia, niż 12° . W terenach pojeziernych zalesienia powinny zajmować grunty z glebami klasy VI, wierzchołki stoków i zbocza o nachyleniu powyżej 17° , bez względu na rodzaj gleby oraz wąwozy, przybrzeża cieków i oczek wodnych (Niewiadomski, 1968). Pastwiska najkorzystniej sytuować na zboczach o nachyleniu $12-17^{\circ}$ o glebach ciężkich, a łąki w dolinach rzek. Grunty orne, jak poprzednio winny mieć nachylenie do 12° .

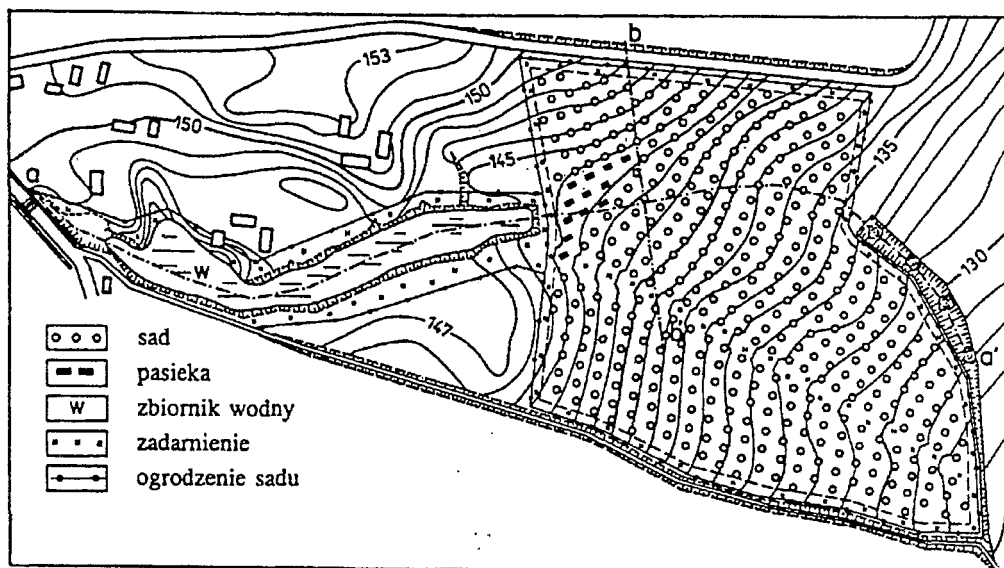
Układ dróg rolniczych w terenach erodowanych ma kapitalne znaczenie w kształtowaniu warunków wodnych i nasileniu bądź ograniczaniu erozji. Najbardziej rozmywane i najszybciej pogłębiane są drogi wzdłużstokowe i skośnostokowe, ponieważ mają one duże zlewnie (rys. 3). Dlatego drogi wzdłużstokowe korzystniej sytuować w wododziałowych częściach zboczy i na nachyleniach do 15% (Józefaciuk Cz. i inn. 1993). Oczywiście, od zaraz powinny zostać umocnione. Zarówno przy drogach wzdłużstokowych, jak i skośnostokowych układ przyległych pól powinien zapobiegać dopływowi wód do drogi. Silnie rozmywane są również drogi w obniżeniach śródboczowych i w dolinkach śródstokowych. Zatem powinny one przebiegać nieco powyżej dna. Najmniej erodowane są drogi poprzecznostokowe lecz są one mało funkcjonalne. Drogi indywidualne o małym natężeniu ruchu

wystarczy umocnić przez zadarnienie. Zbiorcze drogi rolnicze wymagają już urządzenia technicznego - odpowiednio wyprofilowanych i utwardzonych jezdni z rowami przydrożnymi, również odpowiednio umocnionymi.

Zabudowa wąwozów jest bardzo ważnym przedsięwzięciem w regulowaniu stosunków wodnych. Wąwozy stanowią pokaźnych rozmiarów rowy nadmiernie odwadniające przyległe grunty stokowe. Równocześnie spływające nimi wody i przemieszczane zmywy gleby zalewają i zamulają niżej położone pola, urządzenia melioracyjne i drogowe. Wąwozy prowadząc w szybkim tempie skoncentrowane spływy są głównym dostawcą wód i rumowiska do rzek. Są różne sposoby rekultywacji i zagospodarowania wąwozów - zabudowa ochronna: biologiczna (zalesienie) i biologiczno-techniczna (Ziemnicki i inn. 1977) oraz zagospodarowanie ochronno-użytkowe: zasypywanie, budowa zbiorników retencyjnych i kolmatacyjnych, urządzenie sadu lub pastwiska i zagospodarowanie rekreacyjne (Józefaciukowie, 1996). Wpływ zagospodarowania wąwozów na stosunki wodne przedstawiono na przykładzie wąwozu we wsi Góry k/Pińczowa zagospodarowanego metodą zintegrowaną (rys. 4) łączącą kilka wyżej wymienionych sposobów (Józefaciukowie, 1996).

W latach 60-tych był to jeszcze zadrzewiony parów o małym nasileniu procesów rzeźbotwórczych, na którego dnie przeważała akumulacja nad rozmywaniem. Długość parowu wynosiła wówczas 600 m, maksymalna głębokość 10,5, powierzchnia około 0,8 ha, a zlewnia 126 ha. Okresowe wody powierzchniowe z parowu i jego zlewni były odprowadzane śródpolnym rowem o długości około 3 km do rzeki Mierzawy.

Po wybudowaniu we wsi Góry szosy i skierowaniu wód powierzchniowych do parowu nastąpił wtórny bardzo intensywny jego rozwój. Próg erozji wstecznej, o wysokości 7 m przesunął się po każdym spływie w kierunku czoła powodując pogłębianie rozcięcia i podcinanie skarp. Obrywy i osuwiska prawie zupełnie zniszczyły szatę roślinną i parów ponownie przekształcił się w czynny wąwóz o głębokości około 25 m, szerokości około 30 m i powierzchni 1,2 ha. Zachodziła obawa, że nawet jedna duża ulewa może spowodować przesunięcie się progu erozji wstecznej aż do szosy i spowodować jej zniszczenie. Wówczas głębokość górnego odcinka wąwozu wzrosłaby do ponad 30 m a osuwiska i obrywy na skarpach spowodowałyby poszerzenie wąwozu i zniszczenie znajdujących się w pobliżu budynków mieszkalnych i gospodarczych. Skutki rozwoju wąwozu polegały również na permanentnym zamulaniu kilkunastu ha upraw poniżej wylotu wąwozu oraz zamulaniu rowu odpływowego od wąwozu do rzeki Mierzawy.



Rys. 4. Zagospodarowanie wąwozu (Góry Pińczowskie)

Complex management of a gully with a few methods (Góry Pińczowskie)

Projekt zagospodarowania wąwozu opracowano w dwu wariantach:

a) Zabudowa techniczno-biologiczna, którą opracowano w CBS i PWM w Lublinie. Zaprojektowano budowę:

- koryta betonowego o przekroju trapezowym i długości 50 m zakończonego stopniem skrzynkowym konstrukcji Ziemnickiego (Ziemnicki, 1966) w górnej części wąwozu tuż poniżej mostu;
- przegrody betonowej o powierzchni 60 m² w celu umocnienia głównego proggu erozji wstecznej;
- 3. stopni skrzynkowych na dnie wąwozu i 2. w rozcięciach bocznych;
- ukształtowanie skarp wąwozu do nachylenia 45°;
- zadarmienie i zadrzewienie całego wąwozu i pasa wokół o szerokości równej głębokości wąwozu;
- renowację rowu odpływowego poniżej wylotu wąwozu w celu ochrony gruntów i zasiewów przed zamulaniem.

b) Zagospodarowanie wąwozu metodą zintegrowaną. Opracowany projekt przez Cz. Józefaciuka został wdrożony w 1971 r. (rys. 4). Środkowy odcinek wąwozu o długości 175 m zasypano gruntem lessowym pozyskanym ze zbocza, pomiędzy wąwozem a szosą przez przemieszczenie spycharkami około 19 tys. m³ ziemi. Powyżej zasypanego odcinka wąwozu powstał zbiornik retencyjno-kołmatacyjny o

głębokości 12 m i pojemności 18 tys. m³. Dla odprowadzenia nadmiaru wód ze zbiornika utworzono zadarnioną nieckę o głębokości 0.3 m i szerokości 6 m. Dolny odcinek wąwozu zadrzewiono głównie jesionem i modrzewiem. Na zasypnym odcinku wąwozu i na terenie przyległym założono sad jabłoniowy i sad z orzecha włoskiego - łącznie 4.7 ha.

Dwudziestosiedmioletnie (1971-1998) badania pozwalają na pozytywną ocenę zastosowanej metody zagospodarowania wąwozu (Józefaciukowie, 1993). Podstawowy zabieg, jakim było zasypanie środkowego odcinka wąwozu i utworzenie zbiornika retencyjno-kolmatacyjnego, spowodował zupełne zahamowanie rozwoju wąwozu, przyczynił się do odzyskania części zdewastowanych gruntów i ułatwił gospodarowanie. Utworzony zbiornik wodny poprawia walory krajobrazowe i lokalny agroklimat, jest wykorzystywany do hodowli ptactwa wodnego, a także gromadzi spływy powierzchniowe ze zlewni wąwozu i całkowicie zatrzymuje transportowane rumowisko. W pierwszych 10 latach po zabudowie wąwozu w zbiorniku osadziło się 2950 m³ zawiesiny glebowej, a w następnym 10. letnim okresie 2730 m³. Tylko jeden raz, po ulewnych deszczach w 1982 r. nie pomieścił on spływających wód powierzchniowych. Część tych wód, już bez zawiesiny glebowej, została odprowadzona niecką smużną, nie powodując praktycznie żadnych rozmywów ani na niecce ani na gruntach rolnych położonych poniżej wylotu wąwozu. Zamulenie zbiornika spowodowało jego spłylenie z około 12 m do około 5 m i zmniejszenie pojemności z 18000 m³ do 12000 m³. Całkowite zamulenie zbiornika powinno nastąpić po około 77 latach od jego wykonania czyli około 2050 r. Wówczas będzie można wykonać dodatkową groblę ziemną (z gruntu osadzonego w zbiorniku) uzbrojoną w przepust i podwyższoną studzienkę wlotową i utworzyć zbiornik kolmatacyjny o pojemności około 7000 m³. To przedłużyłoby o dalsze kilkadziesiąt lat okres zatrzymywania rumowiska przemieszczanego ze zlewni wąwozu.

Wykonanie zbiornika retencyjno-kolmatacyjnego spowodowało, że rów odpływowy o długości około 3 km, od wylotu wąwozu (po zagospodarowaniu od wylotu niecki) aż do rzeki Mierzawy, okazał się zbędny. Rów ten przed zagospodarowaniem wąwozu wymagał ustawicznego odmulania, a po zagospodarowaniu jest stopniowo włączany do pól uprawnych.

Skarpy wąwozu przylegające do zbiornika, a pozostawione w stanie naturalnym, tylko lokalnie uległy złagodzeniu pod wpływem zmagazynowanej wody. Umocniły się one samoczynnie naturalną roślinnością trawiastą oraz drzewami: wierzbą, jesionem, brzozą, klonem, modrzewiem, akacją i trześnią o zwarciu drzewostanu wynoszącym około 70%.

Dolny odcinek wąwozu umocniony przez obsiew mieszkanką traw i przez zadrzewienie nie podlega rozmywaniu. Wynika to głównie z odcięcia dopływu wód powierzchniowych, które są przechwytywane przez zbiornik oraz zmniejszenia

zlewni ze 126 ha do 1 ha. Aktualnie w dolnym odcinku wąwozu występuje zwarty drzewostan złożony z modrzewia, jesionu, akacji, topoli i klonu. Pierśnica drzew wynosi około 20 cm, a wysokość około 16 m.

Wybór kierunków zagospodarowania wąwozów musi uwzględniać uwarunkowania regionalne. Na terenach wyżyn można preferować zasypywanie i zalesianie. Zasypywanie mniejszych wąwozów głównie drogowych, a następnie zboczowych radykalnie likwiduje tory spływu powierzchniowego. Zalesianie wąwozów poprawia mikroklimat i rozprasza spływy. Na pogórzach i w górach dominującym kierunkiem będzie zalesianie, a następnym zabudowa zbiornikami retencyjno-kolmatacyjnymi. Zabudowa zbiornikami, połączona z systemem zbiorników zaporowych korzystnie wpływa na wydłużenie obiegu wody i magazynowanie jej nadwyżek w okresach wzmożonych spływów powierzchniowych.

Literatura

- JÓZEFACIUK CZ., JÓZEFACIUK A.: *Zasady szczegółowej inwentaryzacji gruntów podlegających erozji wodnej w terenach wyżynnych*. IUNG Puławy. S(39), 1986, ss. 44.
- JÓZEFACIUK CZ., JÓZEFACIUK A., NOWOCIEN E.: *Kształtowanie dróg transportu rolnego na terenach erodowanych*. Prac.nauk. Polit.Warsz., Geodczja 32, 1993, 107-117.
- JÓZEFACIUK CZ., JÓZEFACIUK A.: *Erozja wąwozowa i metody zagospodarowania wąwozów*. Bibl.Monit.Środ., Warszawa, 1996, ss. 150.
- NIEWIADOMSKI W.: *Badania nad erozją gleb północy Polski, (1950-1967)*. WSR Lublin, Kat.Mel.Roln, 2, 1968, 29-49.
- PROCHAL P.: *Melioracje przeciwerozyjne*. AR Kraków. 1984, ss. 191.
- WOCH F.: *Wytyczne do projektowania granicy rolno-leśnej w południowo-wschodniej Polsce*. IUNG Puławy, 1995.
- ZIEMNICKI S.: *Wpływ erozji gleb w zlewni na stosunki wodne rzeki Opatówki*. Wiad. IMUZ, 1963, t.3, z.2.
- ZIEMNICKI S.: *Zastosowanie stopnia skrzynkowego do umacniania dna wąwozów na przykładzie wąwozu w Opoce Dużej*. Wiad.IMUZ 4.
- ZIEMNICKI S., FIJAŁKOWSKI D., WĘGOREK T.: *Skuteczność technicznych i biologicznych umocnień wąwozów w Opoce Dużej*. Zesz.probl.Post.Nauk rol. 1977. 193: 211-253.

Summary

Antierosion meliorations as water relations controlling factors. The antierosion management methods of the basic importance for prevention of water reservoirs and increasing water-use economy in slopy areas were discussed. These methods include: proper arrangement of agricultural and forest areas, effective location and hardening of agricultural side roads as well as gullies build-up. The protective functions and methods of planning of the above methods were discussed.

Anna Józefaciuk
Czesław Józefaciuk
Franciszek Woch
Instytut Uprawy Nawożenia i Gleboznawstwa
ul. Czartoryskich 8
24-100 Puławy

NATEŻENIE PROCESÓW EROZYJNYCH W MAŁYCH ZLEWNIACH LESSOWYCH RÓŻNIE UŻYTKOWANYCH W LATACH 1995 - 1997

INTENSITY OF EROSION PROCESSES IN SMALL LOESS BASINS PERFORMED IN A DIFFERENT WAY IN 1995-1997

Stanisław Pałys

Instytut Melioracji i Budownictwa Rolniczego
Akademia Rolnicza w Lublinie

Wstęp

Nateżenie erozji wodnej gleb zależy od wielu czynników. Poza rzeźbą terenu, warunkami klimatycznymi i podatnością gleby na erozję, istotne znaczenie ma sposób użytkowania terenu [Mazur i in. 1990, 1991; Pałys 1980; Pałys i Mazur 1994; Ziemnicky i Orlik 1971]. Właściwe użytkowanie dostosowane do warunków naturalnych może skutecznie zahamować procesy erozyjne. Zagadnienia te były badane w latach 1995 - 1997 w ramach projektu badawczego pt.: „Określenie optymalnego użytkowania urzeźbionych terenów lessowych w aspekcie ochrony gleb przed erozją”*. Częściowe wyniki badań zostały opublikowane [Pałys 1996, 1997]. W prezentowanej pracy przedstawiono wyniki trzyletnich badań nateżenia erozji wodnej w dwóch różnie użytkowanych zlewniach Wyżyny Lubelskiej.

Charakterystyka badanych zlewni

Badaniami objęto dwie zlewnie suchych dolin z okresowym odpływem wody do rzeki Żółkiewki, leżące na Wierchowinie Gielczewskiej w centralnej części Wyżyny Lubelskiej. Znajdują się one w bliskim sąsiedztwie i charakteryzują się

* Badania finansowane przez KBN w ramach tematu 5P06B06808

jednakowymi warunkami klimatycznymi i glebowymi oraz podobnym urzeźbieniem, natomiast różnią się wyraźnie użytkowaniem i wielkością.

Zlewnia obejmująca grunty wsi Wielkopole ma powierzchnię 1,885 km². Ma ona kształt wydłużony o kierunku wschód-zachód z wyraźną linią ciekową przebiegającą w znacznej części dnem wąwozu, który powstał na trasie drogi gruntowej biegnącej dnem doliny. Od wąwozu głównego odchodzą odnogi boczne o głębokościach do 10 m wytworzone na trasach dróg dojazdowych do pól. Poza wąwozami w dnie doliny, występuje intensywnie erodowany wąwóz drogowy o głębokości dochodzącej do 8 m i długości 800 m, przebiegający po łagodnym zboczu w pobliżu linii wododziałowej. Powierzchnie płaskie w zlewni nie występują, a wierzchowiny mają formę grzbietów. Spadki poniżej 3% obejmują ponad 34% powierzchni zlewni, 3 do 10% - 50%, 10 do 20% - 9%, a spadki powyżej 20% występują na około 1% powierzchni zlewni. Wąwozy stanowią natomiast 5,8% zlewni. Wysokości bezwzględne wahają się od 205 do 280 m npm. Średni spadek zlewni, wyliczony ze środkowych wartości przyjętych klas spadków, z wyłączeniem wąwozów wynosi 5,6 %.

Zlewnia obejmująca grunty wsi Niemienice i las należący do Nadleśnictwa Krasnystaw ma powierzchnię 5,58 km². Rzeźba zlewni jest rozczłonkowana siecią głębokich wąwozów śródleśnych i parowów drogowych. Zbocza o zróżnicowanych wystawach mają rozkład spadków zbliżony do Wielkopola, z tym, że wąwozy obejmują 8,6% zlewni. Wysokości względne wahają się od 200 do 290 m npm., a średni spadek zlewni z wyłączeniem wąwozów wynosi 5,8 %.

Warunki klimatyczne charakteryzują dane ze stacji w Krasnymstawie, oddalonym od badanych zlewni o około 10 km. Średnie opady roczne wynoszą 548 mm, a średnia roczna temperatura 7,1°C.

Gleby w obu zlewniach wytworzone są z lessów głębokich. Są to głównie gleby brunatne, a w dnach dolin gleby deluwialne.

Zlewnia w Wielkopolu w 79,3% użytkowana jest jako grunty orne. Zadrzewienia występują na 13,6% zlewni. Obejmują one głównie wąwozy i ich obrzeża. W zlewni występują działki, na których w ostatnich latach zaniechano uprawy i na które wkracza roślinność trawiasta i drzewiasta. Aktualnie są to odłogi, które obejmują jedynie 3,3% zlewni. Są to pastwiska położone na stromych zboczach, które wcześniej użytkowano jako grunty orne.

W zlewni w Niemienicach środkowa i górna część zlewni pokryta jest lasem mieszanym z dobrze wykształconym podrostem i podszytem. Obejmuje on 86% zlewni. Ze względu na bogatą rzeźbę i gęstą sieć aktualnie nieczynnych wąwozów las ten traktowany jest jako teren ochronny. Grunty orne występują na 9,6% zlewni, a użytki zielone zajmują 2,7% zlewni. Są to głównie łąki na dnie doliny oraz częściowo pastwiska na stromych zboczach.

Metodyka badań

Natężenie procesów erozyjnych określono w oparciu o pomiary ilości przemieszczonego materiału glebowego w zlewni oraz odpływ wody, zawiesin i soli poza zlewnię, zgodnie z metodyką zaproponowaną przez Mazura i Pałysa [1991].

W Niemienicach oraz Gorzkowie, w bezpośrednim sąsiedztwie zlewni w Wielkopoli, mierzono opady przy użyciu deszczomierza Helmana. Dodatkowo w półroczach letnich w Niemienicach natężenie opadów określono przy użyciu pluwiografu. W okresie zimowym i wiosennym mierzono na obu stacjach temperaturę powietrza o godz. 7⁰⁰. W całym okresie badań mierzono także miąższość pokrywy śnieżnej. Rejestrowano wszystkie spływy powierzchniowe. Na liniach ciekowych powyżej przepustów pod drogą biegnącą wzdłuż krawędzi doliny rzeki Żółkiewki mierzono wielkość odpływu wody, jako iloczynu strugi wodnej i prędkości mierzonej metodą pływakową. W czasie odpływu przy różnych stanach pobierano próbki o objętości 1 dm³. Ilość zawiesin określono przez filtrowanie wody przy użyciu sączków, a ilość rozpuszczonych soli określono miernikiem przewodności (konduktometr CC-215). Bezpośrednio po spływach powierzchniowych dokonywano rejestracji i pomiarów żłobin erozyjnych, oceniano wielkości przemieszczenia gleby na skutek erozji powierzchniowej oraz mierzono ilość zatrzymanych w zlewni namulów. Objętość żłobin wyliczono z ich długości, średniej szerokości i głębokości. Rejestrowano wszystkie żłobiny o głębokości przekraczającej 4 cm. Zmywy powierzchniowe szacowano na podstawie drobnych żłobin oraz śladów zamuleń w obrębie powierzchni zmywanej. Poszczególne formy erozyjne nanoszono na mapy zlewni w skali 1:10000, a ich wymiary i charakterystykę zestawiano w tabelach.

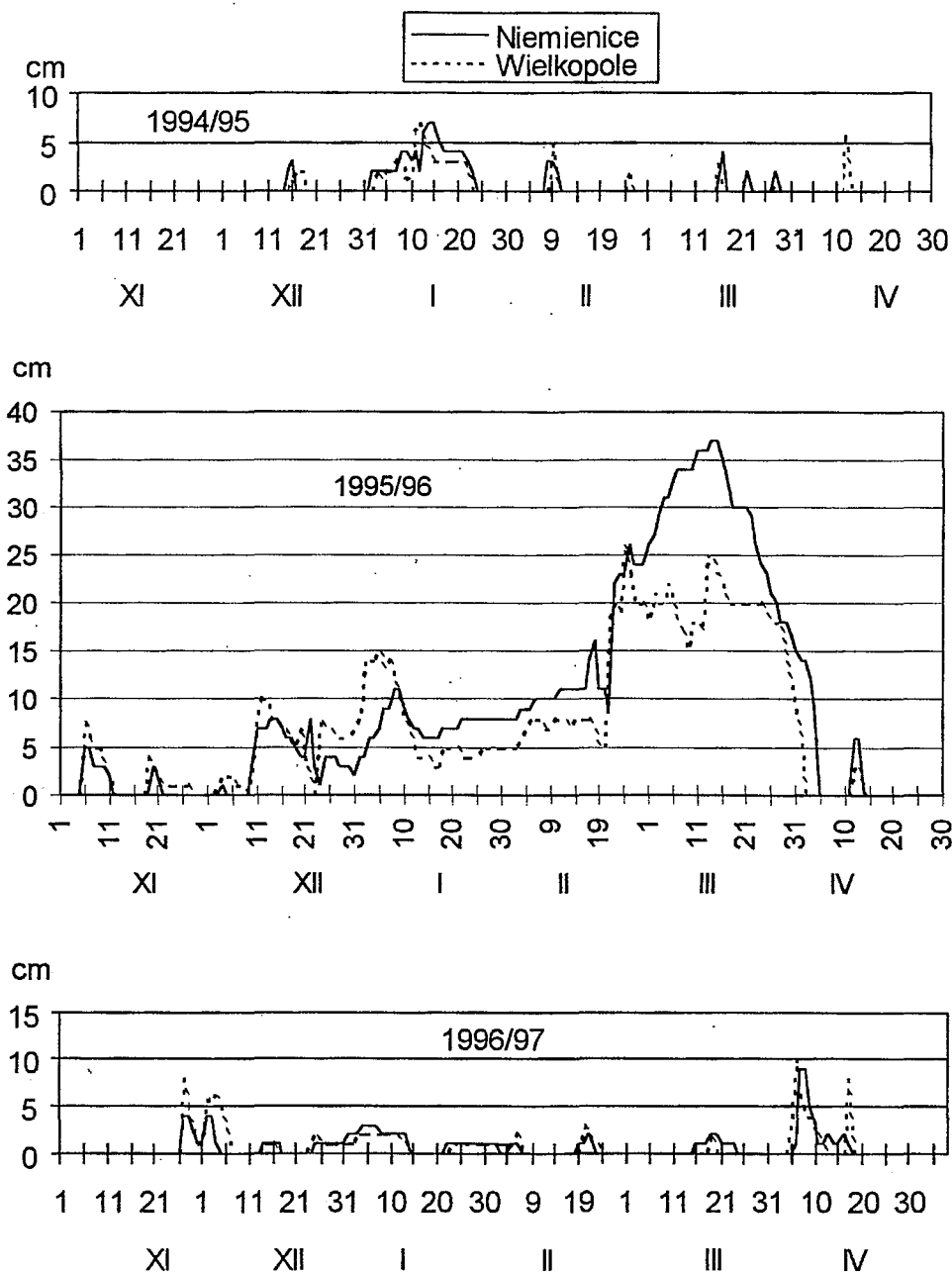
Na początku badań w 1995 roku dokonano szczegółowej inwentaryzacji użytkowania w terenie, przy wykorzystaniu map ewidencyjnych w skali 1:5000.

Przebieg warunków klimatycznych

Zima roku 1994/95 należała do najcieplejszych z okresu kilkudziesięciu lat. Pokrywa śnieżna o maksymalnej miąższości 7 cm utrzymywała się tylko przez kilkanaście dni w styczniu (ryc.1) i nie notowano spływów roztopowych. Niewielkie spływy wystąpiły jedynie po opadach deszczu w marcu. Półrocze letnie charakteryzowało się opadami niższymi od średnich wieloletnich. Opady burzowe w Wielkopoli spowodowały dwukrotne wystąpienie spływów (24.05 - opad 10,7 mm oraz 26.08 - opad 32,0 mm). W Niemienicach spływy wystąpiły tylko 26.08 przy opadzie 41,6 mm o natężeniu przekraczającym 2 mm/min.

Zima roku 1995/96 charakteryzowała się długim czasem trwania (135 dni) i temperaturami znacznie niższymi od średnich wieloletnich. Trwała pokrywa śnieżna występowała od połowy grudnia 1995 r. do początku kwietnia 1996 r., przy maksymalnej miąższości 37 cm (ryc.1). Spływy roztopowe w Wielkopole trwały od 3 do 9.04, a w Niemienicach od 1 do 9.04. Opady okresu zimowego były niższe od średnich wieloletnich. W półroczu letnim znacznie wyższe opady od średnich wieloletnich wystąpiły w maju. Kilkakrotnie wystąpiły opady burzowe, które spowodowały wystąpienie spływów powierzchniowych. Również w lipcu i sierpniu w Wielkopole wystąpiły spływy powierzchniowe po opadach burzowych. W październiku po opadach dobowych 38,7 i 35,2 mm spływy nie wystąpiły. Suma opadów półrocza letniego w badanych zlewniach znacznie przekroczyła opady wieloletnie.

Zima roku 1996/97 była nietypowa tak pod względem temperatury, opadów, jak i pokrywy śnieżnej. Po bardzo ciepłym listopadzie, od trzeciej dekady grudnia do połowy stycznia temperatury utrzymywały się poniżej -20°C , powodując przy 2 cm pokrywie śniegu głębokie przemarznięcie gruntu. Znaczne ocieplenie i opad deszczu w dniu 22.02 (7,5 mm) spowodował wystąpienie spływu powierzchniowego w Wielkopole. W zalesionej zlewni w Niemienicach spływy nie wystąpiły. Pokrywa śniegu o maksymalnej miąższości 10 cm występowała tylko przez kilka dni i nie doprowadziła do wystąpienia spływów roztopowych. Półrocze letnie charakteryzowało się opadami znacznie wyższymi od średnich, do czego przyczyniły się szczególnie wysokie opady w lipcu. Spływy wystąpiły trzykrotnie w lipcu, raz w czerwcu i raz w sierpniu.



Ryc.1. Grubość pokrywy śnieżnej w latach 1995 - 97.

Fig.1. Thickness cover snow in years 1995 - 97.

Natężenie procesów erozyjnych

Wielkości szkód erozyjnych, odpływ wody, zawiesiny i rozpuszczonych soli w badanych zlewniach w okresie trzyletnich badań przedstawiono w tabeli 1.

W zlewni rolniczej w Wielkopoli zarejestrowano 13 odpływów powierzchniowych, w czasie których powstały szkody erozyjne możliwe do oszacowania zgodnie z przyjętą metodyką badań. Dwukrotnie wystąpiły spływy roztopowe i 11-krotnie spływy wywołane deszczami burzowymi. Łączny odpływ wody w przeliczeniu na opad w latach hydrologicznych od 1994/95 do 1996/97 wyniósł 29,3 mm czyli 9,8 mm średnio rocznie. Mętność odpływającej wody wahała się od 0,02 g/l do ponad 100 g/l. Odpływ zawiesin w okresie badań w przeliczeniu na 1 km² zlewni wyniósł 450 ton, czyli średnio na rok 150 t/km². Stężenie roztworu wahało się od 0,048 do 0,55 g/l. Odpływ rozpuszczonych soli wyniósł 2,3 t/km² rocznie. Objętość żłobin przekroczyła 80 m³/km² rocznie, a zmyw powierzchniowy wyniósł 13 m³/km² rocznie. Zmierzona ilość namulów osadzonych w zlewni wyniosła 22,7 m³/km² rocznie. Wyliczony w oparciu o objętość żłobin i zmywu powierzchniowego średni zmyw gleby był bliski 0,1 mm rocznie w przeliczeniu na całą zlewnię. Szkody erozyjne w postaci żłobin występowały najczęściej na nieumocnionych roślinnością zboczach, w lokalnych obniżeniach wzdłuż linii ciekowych i na drogach gruntowych. Erozja powierzchniowa w okresach wczesnowiosennych obejmowała swym zasięgiem najczęściej pola obsiane pszenicą ozimą, a w okresach deszczów burzowych letnich, głównie pola z roślinami okopowymi, leżącymi na najbardziej nachylonych zboczach.

W zlewni leśnej w Niemienicach spływy powierzchniowe powodujące widoczne szkody erozyjne, w trzyletnim okresie badań wystąpiły 8rotnie, w tym 2 razy w czasie spływów roztopowych w 1996 r. i 1997 r. W roku 1997 w czasie spływów roztopowych nie notowano odpływu wody ze zlewni. Została ona całkowicie zretencjonowana w zadarnionym dnie doliny. Deszcze burzowe spowodowały 6rotnie odpływ wód poza zlewnię, ale tylko po trzech okresach burzowych wystąpiły możliwe do zarejestrowania szkody erozyjne. Opady nawet o znacznym natężeniu, przekraczającym 1 mm/min, które wystąpiły w miesiącach letnich, w czasie pełnej wegetacji roślin nie spowodowały wystąpienia szkód erozyjnych. Należy zaznaczyć, że w czasie trzyletnich badań ani razu nie stwierdzono śladów spływów na zalesionej części zlewni, pomimo jej znacznego urzeźbienia.

Tab.1. Zestawienie spływów i wskaźników erozji w zlewniach Wielkopole i Niemienice w okresie 1995-1997.

Table 1. List of run-offs and erosion indices in basins of Wielkopole and Niemienice in 1995-1997.

Data spływu Run-off term	Odpływ ze zlewni Run-off of			Objętość żłobin Grooves volume	Zmyw pow. Surface rainwash	Objętość namułu Warp volume	Zmyw gleby Soil rainwash	Rodzaj spływu* Type of run-off
	wody water	zawiesin suspension	sol salt	m ³ /km ²	m ³ /km ²	m ³ /km ²	mm	mm
	mm	kg/km ²	kg/km ²	m ³ /km ²	m ³ /km ²	m ³ /km ²	mm	mm
Wielkopole								
18.03.95	-	-	-	8,0	3,6	1,2	0,012	opad 12,8
24.05.95	2,56	76606	936	7,0	10,6	16,4	0,018	opad 10,7
26.08.95	-	-	-	0,1	-	-	-	opad 32,0
3-8.04.96	16,93	129393	3636	47,6	6,1	8,5	0,054	roztopy
15.05.96	3,32	199401	988	116,1	10,8	19,4	0,127	opad 27,8
30.07.96	0,53	599	39	-	-	-	-	opad 28,8
16.09.96	0,76	8650	79	-	-	-	-	opad 21,8
22.02.97	3,28	20715	432	10,1	2,2	2,5	0,012	roztopy
23.06.97	0,03	422	16	3,6	2,2	2,6	0,006	opad 29,8
7-8.07.97	0,45	3783	51	13,3	1,9	5,7	0,015	opad 33,0
20.07.97	0,36	3026	41	10,6	0,0	3,2	0,010	opad 24,4
27.07.97	0,18	1513	20	5,3	0,0	1,6	0,005	opad 11,5
4.08.97	0,86	6519	643	18,9	1,6	6,9	0,020	opad 29,8
Razem total	29,29	450627	6881	240,6	38,9	68,0	0,287	
Sr/rok mean/year	9,76	150209	2294	80,2	13,0	22,7	0,096	
Niemienice								
6.03.95	0,13	5	123	1,6	-	0,3	0,001	opad 16,9
26.08.95	0,05	35	15	-	-	-	-	opad 41,6
1-9.04.96	2,44	995	694	1,2	0,1	0,6	0,001	roztopy
15.05.96	0,63	565	243	2,0	1,3	1,2	0,003	opad 25,4
22.02.97	-	-	-	0,3	0,4	0,1	0,001	roztopy
7-9.07.97	0,43	160	75	0,1	0,8	0,5	0,001	opad 38,0
20.07.97	0,25	3	106	-	-	-	-	opad 28,3
28.07.97	0,26	9	68	-	-	-	-	opad 23,8
Razem total	4,19	1772	1324	5,2	2,6	2,7	0,007	
Sr/rok mean/year	1,40	591	441	1,7	0,9	0,9	0,002	

* opad - precipitate, roztopy - melts

Średnio roczny odpływ wody w Niemienicach w przeliczeniu na całą zlewnię wyniósł 1,4 mm. Mętność wody wahała się od 0,01 do 1,1 g/l. Odpływ zawiesiny glebowej wyniósł poniżej 0,6 t/km², a odpływ rozpuszczonych soli 0,4 t/km² rocznie. Stężenie roztworu wahało się od 0,08 do 1 g/l. Średnia roczna objętość żłobin wynosiła 1,7 m³/km², a zmyw powierzchniowy oszacowano na 0,9 m³/km² rocznie. W obniżeniach terenowych i u podnóży zboczy osadziło się średnio rocznie 0,9m³/km² namulów możliwych do zmierzenia. Reszta produktów erozji uległa rozproszeniu na zadarnionym dnie doliny. Średni roczny zmyw gleby w przeliczeniu na całą zlewnię wyniósł 0,002 mm.

Podsumowanie

Z przytoczonych wyżej wyników pomiarów i przeliczeń wynika, że decydujący wpływ na wielkości odpływów i natężenie procesów erozyjnych miało użytkowanie zlewni. W zlewni użytkowanej rolniczo w stosunku do zlewni leśnej wielkość odpływu była 7 krotnie wyższa, odpływ zawiesiny glebowej 254 razy wyższy, a odpływ rozpuszczonych soli 5 razy wyższy. Należy zaznaczyć, że stężenie rozpuszczonych soli w wodzie odpływającej ze zlewni leśnej było wyższe niż w wodzie ze zlewni rolniczej. Objętość żłobin w przeliczeniu na 1 km² zlewni była 47 razy wyższa, a objętość zmywu powierzchniowego ponad 14 razy wyższa. Średni zmyw gleby w przeliczeniu na całą zlewnię w zlewni rolniczej był 48 razy wyższy niż w zlewni leśnej.

Literatura

- [1] MAZUR Z., PAŁYS S., GRODZIŃSKI W., MITRUS W. 1990. *Erozja wodna w okresie spływów roztopowych 1987r. w dwu zlewniach rolniczych i leśnej na Wyżynie Lubelskiej*. Roczn. Nauk. Rol., ser.F, 82, 81-89.
- [2] MAZUR Z., PAŁYS S. 1991. *Natężenie procesów erozji wodnej w małych zlewniach terenów lessowych Wyżyny Lubelskiej w latach 1986-1990*. Wyd. AR w Lublinie, 63-78.
- [3] PAŁYS S. 1980. *Wpływ erozji gleb i wieloletnich zabiegów przeciwoerozyjnych na kształtowanie się odpływu, rzeźby oraz pokrywy glebowej obszarów lessowych*. Rozpr. Nauk. nr 67, AR Lublin, ss 65.

- [4] PAŁYS S. 1996. *Wpływ użytkowania na natężenie erozji wodnej gleb w małych zlewniach lessowych na Wyżynie Lubelskiej*. Konf. Nauk.: Ochrona agrosystemów zagrożonych erozją. Puławy, 75-84.
- [5] PAŁYS S. 1997. *Wielkości odpływu oraz szkody erozyjne w zlewni rolniczej na Wyżynie Lubelskiej*. Konf. Nauk. Ochrona i wykorzystanie rolniczej przestrzeni produkcyjnej Polski. Puławy, 243-251.
- [6] PAŁYS S., MAZUR Z. 1994. *Erozja wodna gleb w zlewni rolniczej i leśnej na Wyżynie Lubelskiej*. Roczn. AR w Poznaniu, 246, 129-137.
- [7] ZIEMNICKI S., ORLIK T. 1971. *Charakterystyka okresowych spływów z fałistej zlewni lessowej*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., 119.

Summary

Intensity of erosion processes in small loess basins performed in a different way in 1995-1997. Results of 3-year investigations on intensity of water erosion in two abundantly profiled loess basins in Wyżyna Lubelska are presented in the work. Basin in Wielkopole is agriculturally performed; forest amount to 13.6% of its area. Basin in Niemienice is in 86% covered with the forest. Comprehensive traits characterizing the erosion intensity are displayed in table 1. Mean yearly water run-off was 7 times higher in agricultural basin compared with the forest one; suspension run-off recalculated onto 1km² of basin was 254 times higher; dissolved salts run-off - 5 times higher. Volume of grooves was 47 times higher and the surface rainwash volume - 14 times higher. Average soil rainwash recalculated onto the whole basin was 48 times higher in agricultural basin than in the forest one.

Stanisław Pałys
Akademia Rolnicza w Lublinie
Instytut Melioracji i Budownictwa Rolniczego
ul. Leszczyńskiego 7
20 - 069 Lublin

PRÓBA OKREŚLENIA POTENCJALNYCH OBSZARÓW ZASTOSOWANIA BADAŃ OPERACYJNYCH W INŻYNIERII ŚRODOWISKA

THE ATTEMPT OF QUALIFY OF POTENTIAL AREA IN ADOPTIONS OPERATIONS RESEARCH IN ENVIRONMENTAL ENGINEERING

Mieczysław Połoński

Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska
SGGW w Warszawie

Wstęp

Coraz szerszy wachlarz zagadnień naukowych i technicznych jaki obejmują zagadnienia związane z inżynierią środowiska zmusza do poszukiwania coraz efektywniejszych metod ich rozwiązywania. Prowadzone badania w tym zakresie znacznie poszerzają naszą wiedzę w tym obszarze zainteresowań, jednak celowe wydaje się również zwrócić uwagi na znane metody badawcze stosowane dotychczas w innych obszarach nauki, które mogą być przydatne do rozwiązywania zagadnień związanych z inżynierią środowiska. W referacie skupiono się na bardzo interesującej metodologii formułowania, analizowania i rozwiązywania problemów badawczych jakimi są badania operacyjne.

Próbując zdefiniować badania operacyjne zauważamy, że przytaczane definicje przez poszczególnych autorów są zazwyczaj bardzo ogólne. H Wagner [1980] w swoim obszernym i znanym podręczniku badania operacyjne definiuje „jako naukową metodę rozwiązywania problemów z zakresu podejmowania decyzji kierowniczych.” Z kolei P.M. Morse i G.E. Kimball [Mitchell 1977] traktują badania operacyjne „jako naukową metodę zasilającą jednostki podejmujące decyzje w ilościowe ujęcie analizowanej lub syntetyzowanej sytuacji lub zjawiska, stanowiących przedmiot zainteresowania tych jednostek”. Sięgając do definicji wypracowanych przez polskich badaczy stwierdzamy, że W. Grudzewski [1985] uważa, że „w praktyce zarządzania badania operacyjne można traktować jako

naukową teorię, która umożliwia budowę modeli na podstawie identyfikacji sytuacji rzeczywistych opisywanych wielkościami oraz rozwiązywaniu modeli w celu podejmowania efektywnych decyzji ze względu na przyjęte kryteria techniczne, ekonomiczne i społeczne.” Zupełnie inne podejście prezentuje T. Kasprzak [1974,1987], który definiuje badania operacyjne poprzez podanie charakterystycznych dla tej dyscypliny nauki wyróżników. Jako podstawowe wymienia trzy:

- przedmiot badań - decyzje na poziomie strategicznym i taktycznym
- stosowane metody - modelowanie decyzji
- sposób podejścia do problemu - analiza systemowa modelowania i przygotowania decyzji

Cechy charakterystyczne badań operacyjnych

Rozpatrując przytoczone powyżej definicje oraz szereg innych, zawartych w literaturze, można wyróżnić charakterystyczne cechy, które z jednej strony wyróżniają badania operacyjne na tle innych dyscyplin naukowych, z drugiej zaś precyzyjnie ukazują sposób podejścia do rozwiązywanych problemów i stosowane narzędzia. Najważniejsze z nich to:

- ukierunkowanie na problemy związane z podejmowaniem decyzji
- konstruowanie i operowanie modelami odwzorowującymi badany system
- możliwość oceny działania na podstawie mierzalnych kryteriów
- operowanie modelami matematycznymi
- poszukiwanie rozwiązań optymalnych ze względu na przyjęte kryterium oraz analiza wielokryterialna
- powiązanie z elektroniczną techniką obliczeniową
- silne związki z problemami praktycznymi
- interdyscyplinarny charakter stosowanych rozwiązań (wykorzystywanie elementów teorii decyzji, teorii i inżynierii systemów, matematyki stosowanej, ekonometrii, cybernetyki, informatyki)

Jedną z najważniejszych cech badań operacyjnych, związana nierozdzielnie z tą dyscypliną i stanowiącą jej istotę, jest operowanie modelami. O ile bardzo ogólna definicja modelu oznacza reprezentację badanego zjawiska w postaci innej niż postać, w jakiej występuje ono w rzeczywistości, to w badaniach operacyjnych szczególną pozycję zajmuje model matematyczny, rozumiany jako model, który za pomocą reguł matematycznych sprowadza opis działania systemu do opisu jego cech mierzalnych. Nie wdając się w dyskusję co do metodologii budowy tego rodzaju modeli, warto jednak zwrócić uwagę na trzy podstawowe

wymagania jakie powinien spełnić model stosowany w badaniach operacyjnych, a mianowicie powinien on [Wagner 1980]:

- precyzyjnie wyrazić istotę problemu decyzyjnego
- prawidłowo odwzorować związki pomiędzy poszczególnymi elementami modelowanego systemu i jego otoczeniem
- być wolnym od nagromadzenia nieistotnych szczegółów

Taki sposób podejścia do formułowania modeli wynika z faktu, że zbudowany model nie jest tylko przedmiotem pewnych ogólnych rozważań na temat powiązań pomiędzy jego elementami i otoczeniem bez podania związków funkcyjnych, lecz w dalszej fazie badań stosowany jest do obliczeń optymalizacyjnych, prowadzących do wyboru realnego rozwiązania. Silne powiązanie praktycznych problemów z ich modelami zmusza zespół badawczy do konstruowania takich modeli, które dadzą się opisać formułami matematycznymi, zalgorytmizować i prowadzić na nich eksperymenty numeryczne. Konstruowanie takiego modelu zazwyczaj rozkłada się na trzy etapy [Kasprzak 1987]:

- określenie problemu decyzyjnego
 - dochodzenie do modelu konceptualnego
 - formalizacja modelu konceptualnego do postaci modelu matematycznego
- Model, który nie uda się doprowadzić do takiej postaci, w badaniach operacyjnych uważany jest za mało przydatny i odrzuca w dalszych badaniach.

Tak szerokie posługiwanie się prawidłowo skonstruowanymi modelami uzasadnione jest w pełni korzyściami, jakie można dzięki temu osiągnąć, między innymi:

- ułatwia zrozumienie działania modelowanego systemu
- umożliwia przeprowadzenie powtarzalnych empirycznych obserwacji i wyciągnięcie z nich odpowiednich wniosków
- pozwala na sprawdzenie teoretycznych przekonań o działaniu systemu
- pozwala na skupienie uwagi nad określonymi elementami modelu i ich wpływie na zachowanie całego modelowanego systemu
- przyspiesza wykonanie wymaganych analiz
- określa i ułatwia testowanie pożądanych modyfikacji systemu
- umożliwia badanie zmienności wybranych zmiennych decyzyjnych na zachowanie całego modelowanego systemu
- jest tańsze od prowadzenia badań bezpośrednio na systemie

Budowa modelu, który spełni stawiane mu wymagania jest trudne, długotrwałe i nie zawsze musi zostać uwieńczone sukcesem. Dotyczy to szczególnie modeli, które muszą zostać nasycone konkretnymi związkami funkcyjnymi na podstawie których, będą dokonywane eksperymenty obliczeniowe. Budując i przeprowadzając analizę modelu, warto zwrócić uwagę na zagrożenia, jakie temu

towarzyszą. Jednym z najczęściej spotykanych i opisanych w literaturze jest nadmierne rozszerzanie możliwości wykorzystania modelu lub interpretacji wyników przeprowadzonych na nim eksperymentów. Budując model należy jasno zdefiniować jego zasięg i powiązania z otoczeniem. Wszelkie próby ekstrapolacji uzyskanych wyników poza określony zasięg lub odnoszenie modelu do sytuacji nieadekwatnych w sensie genezy analizowanego zjawiska będą łączyły się z ryzykiem uzyskania błędnych wyników. Z drugiej strony istnieje groźba nieuzasadnionego zawężenia i uproszczenia związków jakimi w rzeczywistości zachodzą między poszczególnymi elementami modelu, co również w konsekwencji może prowadzić do zbyt uproszczonych wniosków i oceny badanego zjawiska. Znalazienie właściwego i jednorodnego stopnia szczegółowości w całym modelu wydaje się jednym z najtrudniejszych zadań jakie należy rozwiązać budując dowolny model. Nie wolno również zapominać, że przystępując do tej złożonej i często długotrwałej pracy, nie posiadamy gwarancji, że czas i wysiłek włożony w budowę modelu zwróci się w postaci użytecznego wyniku. Ryzyko takie zawsze istnieje, jednak nie powinno być argumentem do odrzucenia modeli jako narzędzia w prowadzonych badaniach, gdyż w wielu wypadkach jest to najkrótsza droga do uzyskania zadawalających wyników.

Na zakończenie tego bardzo skróconego przeglądu metodyki, jaką posługują się badania operacyjne, warto zwrócić na podstawowe klasy rozwiązań zadań decyzyjnych. Autorzy wyróżniają trzy podstawowe metody:

- metody matematyczne generujące najczęściej jedno rozwiązanie optymalne
- metody heurystyczne (symulacyjne)
- metody mieszane algorytmiczno-heurystyczne (np. metoda podziału i ograniczeń)

Jasne jest, że najdokładniejsze wyniki uzyskuje się stosując pierwszą grupę metod tzn. metody matematyczne. Niestety, nie we wszystkich przypadkach możliwe jest ich zastosowanie, gdyż najczęściej łączy się to z wprowadzaniem do obliczeń szeregu uproszczeń lub znacznego rozbudowania modelu i prowadzonych na nim obliczeń. Metody heurystyczne i mieszane powstały w wyniku poszukiwań rozwiązań, które kładą większy nacisk nie na optymalność rozwiązania, ale na lepsze dopasowanie modelu do rzeczywistości. W takiej sytuacji często zadawaliśmy się rozwiązaniem suboptymalnym, ale uzyskanym relatywnie szybko i tanio. Ważne jest, aby uzyskany w ten sposób wynik nie odbiegał istotnie od rozwiązania dokładnego, choć precyzyjne określenie granicy dopuszczalnego błędu najczęściej naraża na duże trudności.

Zastosowanie elementów inżynierii systemów do sformułowania i rozwiązania sytuacji decyzyjnej

Jedną z bardziej interesujących cech badań operacyjnych z praktycznego punktu widzenia, jest wypracowanie metodologii świadomego i poprawnego formułowania i rozwiązywania sytuacji decyzyjnych. Bardzo dobrze scharakteryzował to T. Biliński [1983]: „Chodzi o to, aby w sposób metodologiczny ustalić syntetycznie i całościowo sytuację określonego problemu, a następnie ją właściwie sformalizować w celu dalszego jej analizowania i rozwiązania w sposób gwarantujący zintegrowanie modelu z istniejącą sytuacją”. Procedura systemowego rozwiązania problemu inżynierskiego polega na podzieleniu go na wzajemnie powiązane ze sobą etapy oraz podporządkowaniu ich wszystkich jasno zdefiniowanym na początku kryteriom oceny. Najczęściej wyróżnia się następujące etapy [Michnowski 1980]:

- zdefiniowanie problemu
- zaprojektowanie systemu wartościowania (kryteria ekonomiczne, techniczne, społeczne)
- wariantowe koncepcje rozwiązania podjętego problemu
- analiza wariantów i decyzja wyboru rozwiązania
- rozwinięcie wybranej (i ewentualnie alternatywnej) koncepcji rozwiązania
- optymalizacja wybranego rozwiązania
- ocena uzyskanych wyników w świetle przyjętych kryteriów
- decyzja o wdrożeniu wyników i/lub przekazanie wyników do dalszego rozwiązania

Jednym z najważniejszych etapów jest pełne i wnikliwe zdefiniowanie rozwiązywanego problemu. Tylko w tym jednym etapie rozpatruje się takie zagadnienia jak:

- zrozumiałą i w pełni adekwatny do problemu tytuł pracy
- zhierarchizowane cele do osiągnięcia (najczęściej przedstawiane w postaci drzewa celów)
- bezpośredni i pośredni obszar objęty problemem (wydzielenie elementów systemu i jego otoczenia)
- uzasadnienie potrzeby podjęcia problemu
- generalne kierunki możliwych rozwiązań (analiza stanu wiedzy)
- potrzeby jakie mają być zaspokojone po wdrożeniu wyników
- ograniczenia nałożone na rozwiązanie problemu
- bezpośredni i pośredni adresaci opracowania wynikowego
- zadania pomocnicze do rozwiązania

- inne, np. dodatkowi specjaliści, których należy zaangażować przy rozwiązaniu problemu

Na przykładzie tylko tego jednego etapu można zauważyć, jak wielką rolę w inżynierii systemów przykłada się do właściwego metodologicznie podejścia do opracowywanego zagadnienia. Wymusza ono wręcz rzetelne i szerokie potraktowanie danego zagadnienia.

Specyfika i potencjalne obszary modelowania sytuacji decyzyjnych w inżynierii środowiska

Inżynieria środowiska tak jak wiele innych dyscyplin posiada swoją specyfikę, wpływającą na zakres i sposób budowy modeli decyzyjnych oraz możliwości poszukiwania ich rozwiązania. Specyfika ta wypływa z prób modelowania często bardzo złożonych procesów, gdyż zachodzących na styku dwóch diametralnie różnych systemów: przyrodniczego i wynikającego z działalności ludzkiej. W związku z tym występuje szereg trudności w formułowaniu sytuacji decyzyjnych i budowie niezbędnych do analiz modeli. Wśród nich można wymienić między innymi:

- konieczność uwzględniania czynników niewymiernych lub podlegających ocenie subiektywnej
- częste występowanie sytuacji konfliktowych w trakcie formułowania modelu i/lub interpretacji wyników
- znaczna komplikacja modeli odwzorowujących działanie systemów naturalnych
- trudności z formalizacją matematyczną modeli conceptualnych
- losowy charakter wartości zmiennych decyzyjnych
- częsty brak dostatecznie długich ciągów obserwacyjnych danych do parametryzacji współczynników przy zmiennych decyzyjnych
- brak jednoznacznych kryteriów optymalizacji lub konieczność stosowania analizy wielokryterialnej

Znając metodykę rozwiązywania zagadnień stosowaną w badaniach operacyjnych, zakres problemowy jakim zajmuje się inżynieria środowiska oraz jej specyfikę, można spróbować określić potencjalne obszary jej wykorzystania w tym zakresie. Zastosowanie badań operacyjnych uważa się za celowe i przynoszące największe korzyści przy podejmowaniu decyzji strategicznych. Do takich zagadnień w inżynierii środowiska można zaliczyć np.:

- ustalanie lokalizacji sztucznych zbiorników wodnych
- rozrząd wody w dużych regionach przemysłowych i rolniczych
- określanie wydajności, stosowanych technologii i lokalizacji oczyszczalni ścieków w aglomeracjach miejskich i przemysłowych
- sterowanie gospodarką wodną na pojedynczych zbiornikach i ich kaskadach

- określania priorytetów inwestowania w obiekty związane z ochroną środowiska przy ograniczonych zasobach finansowych

Niezależnie od występowania szeregu trudności istnieje również wiele obszarów, w których można stosować badania operacyjne na szczeblu taktycznym. Można tu wymienić takie zastosowania jak np.

- wyznaczenie pojemności i lokalizacji gminnych składowisk odpadów
- określanie wydajności oczyszczalni ścieków w aspekcie regionalnych planów zagospodarowania przestrzennego
- podział lokalnych środków finansowych na inwestycje, modernizację i konserwację obiektów melioracyjnych pod kątem maksymalizacji długoterminowych efektów ekonomicznych z działalności rolniczej na rozpatrywanym obszarze
- opracowanie harmonogramów realizacji poszczególnych obiektów
- rozrząd wody na obiektach nawadnianych w warunkach okresowych niedoborów wody
- bilansowanie przerzutu mas ziemnych przy równoczesnym sporządzaniu wykopów i nasypów na dużym obszarze

Ograniczenia i trudności oraz perspektywy zastosowaniu badań operacyjnych w inżynierii środowiska

Analizując udział badań operacyjnych w praktyce inżynierskiej w zakresie inżynierii środowiska w Polsce należy stwierdzić, że metody te są dotychczas stosowane rzadko i w ograniczonym zakresie. Były próby zastosowania ich na szerszą skalę (np. problem lokalizacji i wykorzystania zbiorników wodnych w rejonie Górnej Noteci w drugiej połowie lat siedemdziesiątych, udział w programach PR-7 „Kształtowanie i wykorzystanie zasobów wodnych” oraz programie „Wisła” [Findeisen 1985]), jednak zasięg praktycznego ich oddziaływania był niewielki. Podejmowane były też próby zastosowania badań operacyjnych na poziomie konkretnych przedsięwzięć inwestycyjnych (taktycznym) [Krajewski 1993], jednak ich zasięg jest nadal bardzo ograniczony. Stoi to w wyraźnej sprzeczności z możliwościami ich aparatu badawczego oraz korzyściami ekonomicznymi jakie przynosi ich wdrożenia w krajach wysoko rozwiniętych. Złożyło się na ten stan wiele przyczyn, wśród których można dostrzec między innymi:

- problemy związane ze złożonością budowanych modeli i omawianą wcześniej specyfiką inżynierii środowiska
- brak zainteresowania badaniami operacyjnymi na wyższych szczeblach administracji odpowiedzialnych za inżynierię środowiska

- brak w przeszłości instrumentów ekonomicznych zachęcających do poszukiwania i wdrażania metod zwiększających efektywność przedsiębiorstw wykonawczych
- niezajomość tych metod wśród kadry kierowniczej i inżynierskiej zajmującej się inżynierią środowiska
- nadużywanie w latach siedemdziesiątych badań operacyjnych jako „naukowej podkładki” do forsowania z góry przesądzonych decyzji, lub odrzucanie wyników niezgodnych z takimi decyzjami [Findeisen 1985]
- niedobór środków finansowych na prowadzenie szeroko zakrojonych badań nad wdrożeniem metodyki i osiągnięć badań operacyjnych w rozwiązywaniu zagadnień z zakresu inżynierii środowiska

Zmieniająca się sytuacja gospodarcza kraju pozwala bardziej optymistycznie oceniać możliwości wdrażania badań operacyjnych w praktyce administracyjnej i inżynierskiej. Przemawiają za tym między innymi następujące argumenty:

- powstaje liczna grupa średnich i dużych firm (prywatnych lub z udziałem prywatnego kapitału), która będzie poszukiwała efektywnych metod zarządzania i podejmowania decyzji w zakresie inwestowania swoich środków finansowych
- coraz częściej decyzje o sposobie inwestowania w zakresie inżynierii środowiska podejmują władze lokalne, znacznie bardziej zainteresowane trafnym podejmowaniem decyzji inwestycyjnych oraz ich efektywnością
- wiedza na temat wybranych metod badań operacyjnych coraz częściej jest przedmiotem zajęć na uczelniach technicznych i rolniczych (choć trudno uznać stan istniejący w tym zakresie za wystarczający)

Dużą rolę w propagowaniu tych metod może odegrać popularyzacja konkretnych problemów badawczych, w których rozwiązania zostały opracowane z udziałem badań operacyjnych.

Podsumowanie

1. W zakresie inżynierii środowiska w Polsce badania operacyjne stosowane są rzadko i w ograniczonym zakresie.
2. Istnieje szereg zagadnień w inżynierii środowiska, zarówno na szczeblu strategicznym jak i taktycznym, gdzie badania operacyjne stanowią właściwą metodologię ich rozwiązania.
3. Modele budowane dla celów inżynierii środowiska często charakteryzują się znaczną złożonością i probabilistycznym charakterem wielu zmiennych decyzyjnych.

4. Istotną rolę w analizowaniu sytuacji decyzyjnych w inżynierii środowiska odgrywają metody symulacyjne i heurystyczne.
5. Specyfika rozwiązywanych zagadnień w inżynierii środowiska często ogranicza jednoznaczność kryterium optymalizacji, a nawet może powodować występowanie sprzeczności kryteriów lokalnych, co wskazuje na konieczność operowania w takich przypadkach analizą wielokryterialną.

Literatura

- BILIŃSKI T., GOCZEK W. 1983. *Budownictwo systemowe*. PWN Warszawa
- BŁĄŻEWICZ J., CELLARY W., SŁOWIŃSKI R., WĘGLARZ J. 1983. *Badania operacyjne dla informatyków*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne. Warszawa
- KASPRZAK T. 1987. *Badania operacyjne i systemowe teorie decyzji*. Katedra Cybernetyki i Badań Operacyjnych. Wydział Nauk Ekonomicznych UW. Warszawa
- KASPRZAK T. 1974. *Badania operacyjne w nowoczesnym zarządzaniu*. Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne. Warszawa
- KRAJEWSKI K. 1993. *Metody optymalizacji w inżynierii środowiska*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa
- MICHNOWSKI Z. 1980. *Organizacja i planowanie budowy T.II Elementy inżynierii systemów*. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Warszawa
- MITCHELL G.H. 1977. *Badania operacyjne, metody i przykłady*. Wydawnictwa Naukowo - Techniczne. Warszawa
- PRACA ZBIOROWA POD RED. W. FINDEISENA 1985. *Analiza systemowa - Podstawy i metodologia*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe. Warszawa
- PRACA ZBIOROWA POD RED. W. GRUDZEWSKIEGO 1985. *Badania operacyjne w organizacji i zarządzaniu*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe. Warszawa
- WAGNER H.M. 1980. *Badania operacyjne*. Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne. Warszawa

Summary

The attempt of qualify of potential area in adoptions operations research in environmental engineering. In this study determination of use selected method of operations research in environmental engineering are presented. The first part of this paper contain different definitions operations research, their tasks and particularly method. Next to pay attention to possibility of use systems engineering to the planning, analysis and resolving science problems. Further section to give a lecture

on environmental engineering, their fields of applications and problems with management decisions. Finally, to describe a potential possibility use of operations research method in environmental engineering, showing restrictions, problems and prospects.

Mieczysław Połonski

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych

02-787 Warszawa

ul. Nowoursynowska 166

email: POLONSKI@ALPHA.SGGW.WAW.PL

PRÓBA KARTOGRAFICZNEGO, UJEDNOLICONEGO WYZNACZENIA CZYNNIKA UKSZTAŁTOWANIA TERENU (DŁUGOŚCI I SPADKÓW STOKÓW) WE WZORZE NA OKREŚLENIE EROZJI POWIERZCHNIOWEJ W ZLEWNI GÓRSKIEJ

THE CARTOGRAPHICAL, UNIFORM, QUALIFYING TEST INDICATOR CALCULATION OF THE LAND CONFIGURATION (LENGTHS AND SLOPES OF MOUNTAIN - SIDE) TO FORMULA OF THE SHEET WATER EROSION IN MOUNTAIN CATCHMENT AREA

Jacek Niemiec, Maciej Brożek

Katedra Melioracji i Kształtowania Środowiska
Akademia Rolnicza w Krakowie

Wstęp

Metody wskaźnikowe oceny natężenia procesów erozji gleb są pomocne przy ich rozpoznawaniu, nie dają jednak całościowego obrazu zachodzących w zlewni zjawisk, ponieważ nie uwzględniają wszystkich występujących w niej czynników.

Istotną ich zaletą, która zdecydowanie przeważa nad negatywnymi ocenami jest uproszczone matematyczne ujęcie, prostota pozwalająca na osiągnięcie celu, dogodność użycia w pracach kameralnych i dydaktyce, dlatego stosowane są powszechnie w opracowaniach naukowych.

Literatura w tym zakresie jest obszerna. Z materiałów historycznych wynika, iż pośrednio modyfikacją i weryfikacją wskaźników zajmowali się Reniger 1950, Figuła 1955, Holy 1956, Flegel 1958, Ziemiński 1964, Oświęcimski i Kowaliński 1964, Micholcs 1965, Prochal 1973 oraz ostatnio Koreleski 1973, 1994, Niemiec 1993, 1997 i inni.

Dokładność metod była zróżnicowana i zależała od zakresu rozpoznania warunków środowiska przyrodniczego zlewni.

Celem pracy był kartograficzny pomiar długości stoków i ich spadków w zlewni górskiej w Beskidzie Sądeckim w aspekcie wykorzystania go w klasyfikacji zjawisk erozji.

Charakterystyka zlewni

Potok Izdwór jest prawobrzeżnym dopływem potoku Wierchomla Wielka w km 3+800. Zlewnia o powierzchni 3,29 km² stanowi 8,43 % powierzchni Wierchomli. W rzeźbie, góry niskie (200-500 m npm.) zajmują 0,97 %, a średnio wysokie (500-1000 m npm.) 99,03. % powierzchni. Charakterystykę parametrów morfometrycznych podano w tabeli 1.

Opad średni z wielolecia wynosi 825,0 mm, a temperatura 5,5 °C.

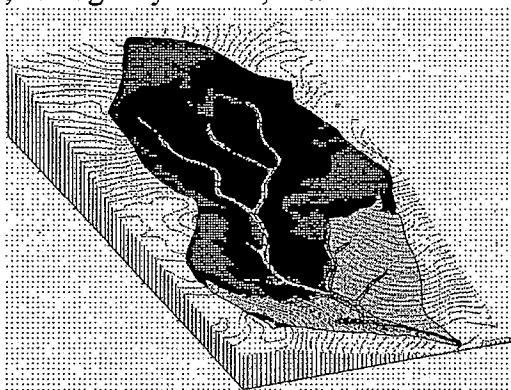
Z analizy hipsometrycznej wynika, że 31,19 % powierzchni zajmuje przedział od 600-700 m, drugi pomiędzy 700-800 m - 27,20 %, przedział 800-900 m - 17,05 %, od 500-600 m - 15,75 %, od 900-1000 m - 7,84 % i pomiędzy 400-500 m - 0,97 %. Średnia wysokość zlewni wynosi 717,0 m npm.

Obszar o warunkach nadających się ewentualnie do uprawy ≤ 700 m npm. zajmuje 47,91 % powierzchni. Przedział od 700 - 900 m npm. odpowiedni pod użytki zielone stanowi 44,25 %.

Średni spadek zlewni wynosi 29,06 %, przeważają spadki z przedziału >30 %, zajmują - 43,95 %, przedział drugi od 20-30 % zajmuje 43,05 %. Obszar nadający się pod uprawę rolną o spadku ≤ 10 % stanowi 2,55 %, a o spadkach między 10-30 % -53,50 % i może być przeznaczony pod użytki zielone.

W zlewni dominuje klasa gleb brunatno-ziemnych, typu brunatnych kwaśnych wytworzonych z fliszu karpackiego o składzie glin.

Użytkowanie zlewni jest typowe dla terenów górskich, lasy zajmują 54,7 %, użytki zielone 16,7 % a grunty orne 28,6 %.



Rysunek 1. Przestrzenny obraz zlewni potoku Izdwór.

Figure 1. The three-dimensional catchment area picture of Izdwór stream.

Uwagi merytoryczne

Przedmiotem analizy jest formuła Figuły (1955), na ilość zmytych części gleby $G = \alpha \cdot c \cdot r \cdot \varphi^m \cdot X^m \cdot I^n$, weryfikowana i dostosowywana do warunków środowiska przyrodniczego. Występujący we wzorze czynnik ukształtowania terenu wyrażany iloczynem długości (X^m) stoków i ich spadków (I^n), był celem analizy. Zgodnie z sugestią autora, jego wartość odczytać można z mapy hipsometrycznej. Z punktu widzenia merytorycznego ten sposób pozyskania nie wydaje się poprawny. W innych pracach nie znajdujemy również odpowiedzi, co do sposobów jego określania. W najnowszych, parametrycznych metodach, opartych na uniwersalnych równaniach strat gleby typu *USLE* oraz *RUSLE* i *WEPP*, czynnik ten także zależny jest od długości (l) stoków i ich nachyleń (s). Parametry powyższe w metodzie *RUSLE* poddane zostały dalszej weryfikacji. Średnią drogę spływu powierzchniowego (długość zbocza), wyznaczono z formuły:

$$\lambda = 0,5 \cdot DA \cdot I_s^{-1}$$

w której I_s reprezentuje długości wszystkich cieków, a także okresowych dróg spływu powierzchniowego, a średni spadek zlewni z zależności:

$$s = 0,25 \cdot Z \cdot (I_{c25} + I_{c50} + I_{c75}) \cdot DA^{-1} \cdot 100,$$

w której Z reprezentowane jest przez ΔH , a I_{c25} , I_{c50} , I_{c75} , przez długości warstw na wysokości 25 %, 50 % i 75 % wartości Z , a DA jest powierzchnią zlewni. Współczynnik topografii obliczany jest ze wzoru:

$$LS = [\lambda \cdot 22,1^{-1}]^m \cdot (0,065 + 0,0454s + 0,0065s^2)$$

Opisu związków statystycznych między ilością osadzanego rumowiska za zaporami przeciwrumowiskowymi, a długościami zboczy (D_s) podjął się Prochal (1973), wyprowadzając zależności:

$$Y = -227,04 + 1,20 D_s \text{ przy lesistości } 36-53 \%, \text{ dla } r = 0,997;$$

$$Y = -283,87 + 1,11 D_s \text{ i } r = 1,0;$$

$$Y = -94,48 + 0,39 D_s, \text{ } r = 0,995$$

i spadkami powierzchniowymi (S_{pz}):

$$Y = -645,50 + 25,92 S_{pz} \text{ przy } L = 330-445 \text{ m i } r = 0,96,$$

$$Y = -298,58 + 12,47 S_{pz} \text{ dla } L = 277-373 \text{ m i } r = 0,99,$$

$$Y = 16,36 + S_{pz} \text{ przy } L = 235-304 \text{ i } r = 0,732.$$

Korelacja okazała się relatywnie wysoka, r przyjęły wartości od 0,732 do 0,990. Związki te mimo ich eksperymentalnego ale istotnego znaczenia, podają ocenę wpływu rzeźby na natężenie erozji. W tym przypadku sposób pozyskania wartości D_s i S_{pz} wydaje się również mało precyzyjny.

Uwagi metodyczne

Wykorzystując geometryczną zasadę rzutu cechowanego mówiącą, że krzywe największego spadku na powierzchni (planie warstwicowym), przecinają warstwicę pod kątami prostymi, z wyłączeniem punktów wierzchołkowych **W** (szczytów) - w których powierzchnia przyjmuje maksimum lokalne, punktów kotlinowych **K** - w których powierzchnia przyjmuje minimum oraz punktów siodłowych **S** - w których przecinają się linie grzbietowe **g** i ściekowe **s**, bowiem linie te są szczególnymi liniami spadku terenu, na mapie topograficznej w skali 1:10 000 wykreślono je jako okresowe drogi spływu powierzchniowego, dochodzące do wyznaczonych wcześniej przekrojów poprzecznych - dolinowych, zlokalizowanych co 100 m na potoku głównym i jego dopływach mierząc od ujścia. Każdy z przekrojów zamykający określoną mikrozwlewnię i mający charakter przekroju kotlinowego (o najniższej rzędnej terenu) pozwolił na wskazanie linii ściekowych dochodzących do niego od wododziału.

Linie spływu wyznaczyły długości stoków a ich spadki stały się spadkami powierzchniowymi. Przebieg okresowych dróg spływu powierzchniowego był identyfikowany w zlewni po intensywnych opadach.

Efektem prac było wyznaczenie w potoku głównym 35 przekrojów dolinowych, dzięki temu uzyskano 63 pomiary: w tym 34 prawobrzeżne i 29 lewobrzeżne. Na dopływie w km 0+920 rzędu 1 (VII), 8 przekrojów dolinowych: 14 pomiarów, w tym 7 prawobrzeżnych i 7 lewobrzeżnych, na dopływie w km 1+970 , rzędu 2 (VI), 25 pomiarów: 12 prawobrzeżnych i 13 lewobrzeżnych oraz na dopływie w km 0+440, rzędu 1 (VII), p.d. pot. rzędu 2 (VI), 5 przekrojów dolinowych, 11 pomiarów, w tym 6 prawobrzeżnych i 5 lewobrzeżnych. Ogółem dla różnych form rzeźby uzyskano w 48 przekrojach: 113 pomiarów, w tym 59 prawobrzeżnych i 54 lewobrzeżnych.

Dla porównania, obliczenia wskaźników wykonano w metodzie *RUSLE*.

Wyniki badań

Zlewnia potoku Izdwór charakteryzuje się urozmaiconą rzeźbą, co znalazło odzwierciedlenie w pomiarze parametrów.

Empiryczne wyniki zestawiono w tabelach 2, 3, 4, 5 i 6 a graficzne na mapie (Rys. 2).

Tabela 1a. Table 1a.

Charakterystyka parametrów morfometrycznych zlewni potoku Izdwór
Characteristic of morphometrical parameters of Izdwór catchment area

Potok - Profil <i>Stream - Section</i>	Rząd/powierzchnia zlewni A <i>Order/surface of catchment area</i>	Długość potoku <i>Lenght of stream</i>	Długość zlewni L <i>Lenght of catchment area</i>	Obwód zlewni P <i>Circum- ference of catchment area</i>	Szerokość zlewni B <i>Width of catchment area</i>	Wskaźniki kształtu zlewni <i>Indicator of basin form</i>				
						Formy C _f <i>Mould</i>	Zwartość C _z <i>Compactness</i>	Kolistość C _k <i>Circular</i>	Wydłużenie C _w <i>Elongation</i>	Lemniskata C _l <i>Lemniscate</i>
	km ²	km	km	km	km					
Potok Izdwór prawy dopływ (p.d.) potoku Wierchomla Wielka km 3+800										
	2 (V) / 3,290	3,000	3,580	8,050	0,940	0,269	1,243	0,640	0,586	11,690
P.d. km 0+580 epizodyczny *										
	1 (VI)	0,240	-	-	-	-	-	-	-	-
P.d. km 0+600 epizodyczny *										
	1 (VI)	0,260	-	-	-	-	-	-	-	-
L.d. km 0+800 epizodyczny *										
	1 (VI)	0,320	-	-	-	-	-	-	-	-
L.d. km 0+920 stały										
	1 (VI) / 0,433	0,620	1,350	2,950	0,321	0,238	1,255	0,630	0,551	13,220
L.d. km 0+400 okresowy - d. potoku rz. 1 (VI) w km 0+920 *										
	1 (VII)	0,160	-	-	-	-	-	-	-	-
P.d. km 1+000 stały										
	1 (VI) / 0,155	0,380	0,650	1,650	0,238	0,367	1,173	0,720	0,684	8,560
P.d. km 0+060 okresowy - d. potoku rz. 1 (VI) w km 1+000 *										
	1 (VII)	0,300	-	-	-	-	-	-	-	-
P.d. km 1+200 okresowy *										
	1 (VI)	0,260	-	-	-	-	-	-	-	-
P.d. km 1+530 okresowy *										
	1 (VI)	0,180	-	-	-	-	-	-	-	-
L.d. km 1+970 stały										
	2 (VI) / 0,980	1,300	1,750	4,000	0,560	0,320	1,131	0,770	0,633	9,820
P.d. km 0+440 pot. rz. 2 (VI) w km 1+970 *										
	1 (VII)	0,480	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 1b. Table 1b.

Potok - Profil <i>Stream - Section</i>	Wysokość zlewni m nrm <i>Height of basin above sea level</i>			Deniwelacja zlewni DH	Spadek zlewni R	Spadek działu wodnego R _p
	H _{max} H _{max}	H _{sr} H _{mean}	H _{min} H _{min}	<i>Difference of levelling of basin</i>	<i>Slope of basin</i>	<i>Slope of watershed</i>
	m	m	m	m	‰	‰
Potok Izdwór prawy dopływ (p.d.) potoku Wierchomla Wielka km 3+800	1005	740	475	530	292,3	65,8
P.d. km 0+580 epizodyczny *	-	-	-	-	-	-
P.d. km 0+600 epizodyczny *	-	-	-	-	-	-
L.d. km 0+800 epizodyczny *	-	-	-	-	-	-
L.d. km 0+920 stały	850	650	450	400	607,9	135,6
L.d. km 0+400 okresowy - d. potoku rz. 1 (VI) w km 0+920 *	-	-	-	-	-	-
P.d. km 1+000 stały	700	620	540	160	406,4	96,9
P.d. km 0+060 okresowy - d. potoku rz. 1 (VI) w km 1+000 *	-	-	-	-	-	-
P.d. km 1+200 okresowy *	-	-	-	-	-	-
P.d. km 1+530 okresowy *	-	-	-	-	-	-
L.d. km 1+970 stały	1005	827,5	650	355	358,9	88,7
P.d. km 0+440 pot. rz. 2 (VI) w km 1+970 *	-	-	-	-	-	-

Objaśnienia: * - dla cieków o bardzo małej zlewni, okresowych i epizodycznych parametrów nie określano,
 l.d. - dopływ lewobrzeżny
 p.d. - dopływ prawobrzeżny
 2 (V) - dopływ rzędu 2 wg Strahlera (rzędu V wg IMGW)

Tabela 2. Table 2.

Długości i spadki linii spływu - dopływ w km 0+920
Lengths and slopes of lines terrain aspect of the tributary in km 0+920

Przekrój Section	Wysokości npm [m] Heights				Deniwelacje [m] Difference of eveling		Długości [m.] Lenghts		Spadki % Slopes	
	Prawostronne right streamside		Lewostronne left streamside		Prawo- stronne right streamside	Lewo- stronne left streamside	Prawo- stronne right streamside	Lewo- stronne left streamside	Prawo- stronne right streamside	Lewo- stronne left streamside
	max max	min min	max max	min min						
0+000 (0+920)	-	540	700	540	-	160	-	660	-	24,24
0+100	675	545	725	545	130	180	420	860	30,95	20,93
0+200	675	560	725	560	115	165	480	840	23,95	19,64
0+300	675	585	760	585	90	175	560	960	16,07	18,23
0+400	675	595	830	595	80	235	580	1260	13,79	18,65
0+500	670	615	830	615	55	215	660	1240	8,33	17,33
0+600	830	645	830	645	185	185	1040	1220	17,78	15,16
0+620	830	650	-	650	180	-	1220	-	14,75	-

Tabela 3. Table 3.

dopływ w km 1+970 - tributary in km 1+970

0+000 (1+970)	-	650	830	650	-	180	-	720	-	25,00
0+100	725	670	830	670	55	160	240	740	22,91	21,62
0+200	750	685	830	685	65	145	380	780	17,10	18,58
0+300	755	695	830	695	60	135	460	860	13,04	15,69
0+400	760	700	830	700	60	130	600	900	10,00	14,44
0+500	850	705	830	705	145	125	1000	920	14,50	13,58
0+600	850	725	830	725	125	105	1060	940	11,79	11,17
0+700	775	735	830	735	40	95	820	1060	4,87	8,96
0+800	925	740	850	740	185	110	1380	1200	13,40	9,16
0+900	1000	755	875	755	245	120	1660	1280	14,75	9,37
1+000	1005	775	875	775	230	100	1980	1240	11,61	8,06
1+100	1005	795	890	795	210	95	2020	1340	10,39	7,08
1+200	1005	830	985	830	175	155	1980	1840	8,83	8,42

Tabela 4. Table 4.

dopływ w km 0+440 - tributary in km 0+440

0+000 (4+440)	760	700	830	700	60	70	640	940	9,37	7,44
0+100	765	720	850	720	45	130	720	940	6,25	13,82
0+200	775	735	850	735	40	115	760	1000	5,26	11,50
0+300	840	760	860	760	80	100	1020	1100	7,84	9,09
0+400	990	790	870	790	200	80	1740	1120	11,49	7,14
0+480	995	825	-	825	170	-	1780	-	9,55	-

Tabela 5. Table 5.

Długości i spadki linii spływu - dopływ w km 3+800
Lengths and slopes of lines terrain aspect of the tributary in km 3+800

Przekrój Section	Wysokości npm [m] Heights				Deniwelacje [m] Difference of levelling		Długości [m] Lengths		Spadki % Slopes	
	Prawostronne right streamside		Lewostronne left streamside		Prawo- stronne right streamside	Lewo- stronne left streamside	Prawo- stronne right streamside	Lewo- stronne left streamside	Prawo- stronne right streamside	Lewo- stronne left streamside
	max	min	max	min						
0+000 (3+800)	475	475	475	475	-	-	-	-	-	-
0+100	490	480	490	480	10	10	50	60	20,00	16,66
0+200	525	495	525	495	30	30	140	200	21,42	15,00
0+300	550	500	700	500	50	200	160	820	31,25	24,39
0+400	575	505	700	505	70	195	240	780	29,16	25,00
0+500	710	510	700	510	200	190	760	800	26,31	23,75
0+580	710	515	-	515	195	-	700	-	27,85	-
0+600	710	520	700	520	190	180	700	760	27,14	23,68
0+700	705	525	700	525	180	185	700	710	25,71	24,64
0+800	705	535	700	535	170	165	720	660	23,61	25,00
0+900	705	540	700	540	165	160	700	660	23,57	24,24
1+000	680	550	-	550	130	-	660	-	19,69	-
d.1+000 (0+060)	700	550	-	550	150	-	620	-	24,19	-
1+100	695	555	625	555	140	70	600	180	23,33	38,88
1+200	710	570	675	570	140	105	540	280	25,92	37,50
1+300	745	575	675	575	170	100	580	280	29,31	35,71
1+400	745	590	675	590	155	85	500	240	31,00	35,41
1+500	750	605	675	605	145	70	400	200	36,25	35,00
d.1+530	750	605	-	605	145	-	420	-	34,52	-
1+600	750	610	675	610	140	65	400	180	35,00	36,11
1+700	750	615	830	615	135	215	410	280	32,92	76,78
1+800	750	625	830	625	125	205	360	760	34,72	26,97
1+900	750	635	830	635	115	195	330	340	34,84	57,35
2+000	750	650	670	650	100	20	300	20	33,33	100,00
2+100	750	675	750	675	75	75	260	200	28,84	37,50
2+200	730	690	750	690	40	60	210	180	19,04	33,33
2+300	880	710	755	710	170	45	680	140	25,00	32,14
2+400	800	720	760	720	80	40	220	110	36,36	36,36
2+500	800	730	775	730	70	45	160	100	43,75	45,00
2+600	805	755	805	755	50	50	130	160	38,46	31,25
2+700	830	770	840	770	60	70	140	200	42,85	35,00
2+800	885	785	865	785	100	80	260	220	38,46	36,36
2+900	890	800	905	800	90	105	240	300	37,50	35,00
3+000	905	820	985	820	85	165	240	640	35,41	25,78
3+000 cz. źród.	985	820	-	-	65	-	580	-	11,20	-

Tabela 6. Table 6.

Długości (X) w m i spadki (I) w % stoków
Lengths (X) in m and terrain aspect (I) in % of the inclination

Dopływ Tributary [km]	X		X śr. X mean	I		I śr. I mean
	prawobrzeżne right streamside	lewobrzeżne left streamside		prawobrzeżne right streamside	lewobrzeżne left streamside	
0+920	709,0	1006,0	857,0	17,94	19,16	18,55
1+970 i	1131,0	1063,0	1097,0	12,76	13,16	12,96
d. w km 0+440	1110,0	1020,0	1065,0	8,29	9,79	9,04
0+000 do 3+000 (3+800)	415,0	361,0	388,0	29,64	35,51	32,57
potok Izdwór	666,0	674,0	670,0	22,65	25,63	24,07

Wg Figury wskaźnik długości zbocza wynosi:

$$X^m = 11,621 \text{ dla długości } X = 670,0 \text{ m (Tab. 6.)}$$

Wskaźnik spadku:

$$I^n = 6,610 \text{ dla spadku } I = 24,07 \% \text{ (Tab. 6)}$$

I^n - maksymalna wartość wskaźnika przedziału nachyleń zboczy dla
 $I = 20,0 \%$

Czynnik ukształtowania terenu:

$$X^m \cdot I^n = 11,621 \cdot 6,610 = 76,81$$

Z metody RUSLE:

Wskaźnik średniej drogi spływu powierzchniowego:

$$\lambda = 218,0 \text{ m dla } DA = 3\,290\,000 \text{ m}^2 \text{ i } l_s = 75\,730 \text{ m.}$$

Wskaźnik średniego spadku zlewni:

$$s = 28,35 \% \text{ dla } Z = 530,0 \text{ m}$$

$$l_{c25} = 2380,0 \text{ m}$$

$$l_{c50} = 3160,0 \text{ m}$$

$$l_{c75} = 1500,0 \text{ m}$$

Współczynnik topograficzny:

$$LS = 0,024 \text{ dla } m = 0,5$$

m - wykładnik potęgowy zależny od spadków zboczy
przyjęty dla $s \geq 5 \%$.

Współczynniki proporcjonalności wynoszą:

współczynniki długości zbocza:

$$W_F = X / \lambda = 3,073$$

$$W_R = \lambda / X = 0,325.$$

współczynniki spadku

$I_F = 0,849$

$I_R = 1,178$

Wnioski

1. Oszacowania długości stoków i ich spadków do wskaźnikowych metod oceny natężenia procesów erozji gleb, powinno dokonywać się poprzez kartograficzny pomiar linii największego spadku jako linii spływu powierzchniowego, po wcześniejszym rozpoznaniu i zinwentaryzowaniu ich śladów.

2. Zlewnia potoku Wierchomla Wielka posiada 24 większych dopływów dla których wyznaczony będzie czynnik ukształtowania terenu (współczynnik topograficzny) co pozwoli na jego praktyczne określenie i wykorzystanie w obu metodach.

Literatura

FIGUŁA K. 1955. *Wstępna charakterystyka zjawisk erozji na terenie kilku powiatów województwa krakowskiego*. Roczn. Nauk. rol. T. 71-F-1, s. 111-147.

FOSTER G.R. 1991. *Advances in wind and water erosion prediction*. J. Soil a. Water Conserv. 46, 1: 27-29

Instrukcja Nr 3. 1973. Ministrów Rolnictwa oraz Leśnictwa i Przemysłu Drzewnego z dnia 18 sierpnia 1973 r. (UR. ot. 003 -R/73) w sprawie sposobu określania gruntów rolnych i leśnych zagrożonych erozją oraz zasad i trybu przeciwdziałania erozji.

Komentarz do instrukcji. 1975. w sprawie inwentaryzacji gruntów zagrożonych erozją. IUNiGI. Puławy.

KORELESKI K. 1973. *Ocena natężenia erozji gleb lessowych na przykładzie powiatu proszowickiego*. Wiadomości IMUZ, T. XI. z. 1, s. 169-181.

KORELESKI K. 1994. *Amerykańskie systemy prognozowania erozji wodnej i wietrznej*. Roczn. AR w Poznaniu CCLXVI z. 14 s. 341-347.

NIEMIEC J. 1994. *Interpretacja czynnika (A) na podstawie stosowanych miar gęstości sieci rzecznej oraz wskaźnika (O_{sh}) we wzorze na obliczenie natężenia erozji liniowej*. Roczn. AR w Poznaniu CCLXVI z. 14 s. 121-128.

NIEMIEC J., MOŹDŻEŃ M. 1993. *Sieć rzeczna zlewni potoku Wierchomla Wielka i jej parametry morfometryczne*. Zesz. Nauk. Sesja Naukowa AR w Krakowie nt. Melioracje terenów górskich a ochrona środowiska. s.155-169.

NIEMIEC J., BROŻEK M. 1997. *Kartograficzny pomiar struktury i gęstości sieci rzecznej Białego Dunajca i jego dopływów przy zastosowaniu oprogramowania MicroStation*. Roczn. AR w Poznaniu CCXCIV, cz. I. s. 151-159.

- PROCHAL P. 1973. Czynniki wpływające na natężenie zmywów i ruchu rumowiska w zlewni potoku Wierchomla Wielka. Zesz. Probl. Post. Nauk. rol. z. 151 s. 31-48.
- RENARD K.G., FOSTER G.R., WEESIES G.A., PORTER J.P. 1991. *RUSLE - revised universal soil loss equation*. J. Soil. a. Water Conserv. 46, 1: 30-33.
- WILLIAMS J.R., BERNDT H.D. 1972. *Sediment yield computed with universal equation*. J. Hydraulics Division (HY 12), s. 2087-2098.
- WILLIAMS J.R., BERNDT H.D. 1977. *Sediment yield prediction based on watershed hydrology*. Trans. ASAE s. 1100-1104.
- WISCHMEIER W.H., SMITH D.D. 1978. *Predicting rainfall erosion losses - a guide to conservation planning*. Agriculture Handbook 573, USDA-ARS.

Summary

The cartographical, uniform, qualifying test indicator calculation of the land configuration (lengths and slopes of mountain - side) to formula of the sheet water erosion in mountain catchment area. The sheet water erosion in mountain area is function of four indicators namely: land configuration ($X^m \cdot I^n$), soil ($r \cdot \varphi^m$), climate (H^m) and utilization area ($\alpha \cdot c$).

$$G = \alpha \cdot c \cdot r \cdot \varphi^m \cdot X^m \cdot I^n$$

Slopes' lengths (X^m) and their indication are the values which determine the terrain configuration. Authors have tried to describe these values cartographically in the light of different opinions on that matter.

These cartographical works were made in fragmentary catchment area of the Wierchomla Wielka stream in Beskid Sądecki (Carpathian region).

The best method, suggested by authors is presenting the biggest slope as lines of flow down. The lines of flow down are described precisely and would have been the slopes of sheet catchment area.

Jacek Niemiec, Maciej Brożek
Katedra Melioracji i Kształtowania Środowiska
AR w Krakowie
al. Mickiewicza 24/28
30-059 Kraków

NUMERYCZNY MODEL TERENU (NMT) JAKO BAZA DANYCH DLA PRZESTRZENNEGO URZĄDZANIA ZLEWNI I POTRZEB KONSTRUKCJI INŻYNIERSKICH

DIGITAL TERRAIN MODEL AS A BASE OF DATA FOR THE SPATIAL TRANSFORMATION OF THE WATERSHEDS AND ENGINEERING CONSTRUCTIONS

Jerzy Wysocki

Katedra Geodezji i Fotogrametrii

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wprowadzenie

Rozwój gospodarczy wymaga racjonalnego zarządzania i gospodarowania terenami oraz zasobami. Jednym z podstawowych zagadnień w tym zakresie jest gospodarowanie wodą dla zrównoważonego rozwoju obszarów wiejskich poprzez przestrzenne urządzenie zlewni i lokalizację konstrukcji inżynierskich na tych obszarach. Do realizacji powyższych celów niezbędna jest odpowiednia informacja przestrzenna.

Przy realizacji prac np. w zakresie budowy zbiorników retencyjnych, regulacji rzek i ich obwałowań, budownictwa wiejskiego, budowy wodociągów wiejskich, sieci melioracyjnych itp. koniecznym jest posiadanie informacji o ukształtowaniu terenu. Podstawową formą dostarczania informacji przestrzennej o terenie jest w dalszym ciągu mapa sytuacyjno-wysokościowa. Coraz częściej jednak wykorzystywane są interaktywne metody planowania i projektowania, polegające na ciągłej współpracy człowieka z komputerem w procesie opracowywania projektu. Wymaga to, oprócz łatwej do percepcji informacji w formie graficznej, również informacji w formie numerycznej, np. w postaci numerycznego modelu terenu wprowadzanego do pamięci komputera. Model taki może być wykorzystywany np. do automatycznego projektowania i obliczania robót ziemnych, opracowywania niwelet jak również do monitoringu zmian środowiska. NMT może więc stanowić bazę danych przestrzennych o powierzchni terenu obszaru zlewni dla potrzeb jej zarządzania, konstrukcji inżynierskich oraz do monitorowania zachodzących w zlewni zjawisk.

W referacie przedstawiono uogólniony przegląd metod numerycznej aproksymacji powierzchni terenu oraz zagadnienia dokładności aproksymacji przy pomocy NMT, mające dla prac planistycznych, projektowych i badawczych podstawowe znaczenie.

Metody pomiaru punktów numerycznego modelu terenu

Rzeczywista powierzchnia topograficzna jest reprezentowana w NMT pomierzonym zbiorem punktów terenowych o wyznaczonych współrzędnych x, y, z nazywanych punktami odniesienia lub oparcia. Współrzędne punktów można otrzymać z geodezyjnych pomiarów klasycznych lub fotogrametrycznych (Sitek 1991, Wysocki 1987a, b, Wysocki 1995a) czy też metodami GPS (Czarnecki 1996, Karaszkiewicz, Wysocki, Kłaczyński 1998, Oszczak 1993, Zischinsky 1997). Pominiemy tutaj zagadnienie pomiaru NMT tachimetrami klasycznymi czy elektronicznymi jako dobrze znane. Natomiast wydaje się celowe poświęcenie trochę miejsca metodom fotogrametrycznym oraz GPS, podlegającym dalszemu dynamicznemu rozwojowi.

Istnieją szerokie możliwości wykorzystania metod fotogrametrycznych dla potrzeb tworzenia NMT. Jednymi z podstawowych instrumentów są autografy analityczne, sterowane cyfrowo. Pozwalają na szerokie zautomatyzowanie procesu pomiaru i rejestracji NMT. Numeryczny model terenu można również otrzymać w procesie wytwarzania ortofotografii. W trakcie skanowania profili, ich punkty mogą być rejestrowane numerycznie i utworzyć NMT. Do tego celu są także stosowane instrumenty posiadające systemy elektronicznej korelacji obrazu. Umożliwiają one automatyczne odczytywanie profili (w kierunku x, y) czy digitalizację modeli o założonej gęstości punktów

Coraz szersze zastosowanie dla potrzeb tworzenia osnów jak również do pomiaru punktów szczegółowych znajdują metody GPS (Global Positioning System). Proces pomiaru jest całkowicie zautomatyzowany a dane (współrzędne x, y, z) otrzymuje się w postaci cyfrowej, gotowej do dalszego opracowania komputerowego. Dokładności współrzędnych punktów wyznaczonych przy pomocy GPS mogą być konkurencyjne w stosunku do dokładności uzyskiwanych przy pomocy klasycznych metod geodezyjnych. Technologia ta ma również swoje ograniczenia. Do głównych należy warunek łączności z satelitami w czasie pomiaru tzw. czysty horyzont od 15 stopni wzwyż. Postęp w tym zakresie może przynieść integracja odbiornika GPS z tachimetrem elektronicznym tworząc uniwersalne narzędzie pomiarowe łączące technologie satelitarne i naziemne.

Zagadnienie numerycznej aproksymacji powierzchni terenu przy pomocy NMT

Na podstawie pomierzonych punktów NMT dokonywana jest aproksymacja powierzchni terenu za pomocą zbioru (kombinacji) powierzchni odpowiedniego stopnia (Gaździcki 1975, Piasek i in. 1981, Wysocki 1981).

Można przeprowadzić różne podziały proponowanych metod numerycznej aproksymacji powierzchni terenu. Najprostszy podział może wyróżnić metody bazujące na interpolacji liniowej i nieliniowej (Piasek i in. 1981, Wysocki 1981, 1987).

Na przykład oparta na interpolacji liniowej metoda komputerowa opracowana w SGGW (Wysocki 1987a, 1995b, 1997) wykorzystuje dwie procedury: z zadaną topologią oraz taką, gdzie topologia cyfrowego modelu terenu jest generowana automatycznie przez komputer na podstawie punktów odniesienia.

Jedną z podstawowych metod opartych na interpolacji powierzchniowej jest metoda zaproponowana przez Kraus'a (Kraus 1971). Przy obliczaniu interpolacji rozdziela on wielkości na trzy części:

1. trend - w formie funkcji wielomianowej
2. część korelowaną - w której wyszczególnia wariancje i kowariancje (korelacje pomiędzy sąsiednimi punktami terenu)
3. odchyłki (poprawki)

Wartość interpolacji u jest wyznaczana empirycznie:

$$u = c \cdot C^{-1} \cdot I_i \quad (3.1)$$

gdzie: I_i - wysokości w n punktach

c - wektor w którym zebrane są statystyczne zależności (kowariancje)

C - macierz zawierająca kowariancje między punktami odniesienia oraz wariancje v .

Postępowanie interpolacyjne służy do obliczania wysokości punktów cyfrowego modelu terenu stanowiących węzły dostatecznie gęstej siatki kwadratów.

Innego podziału metod modelowania powierzchni terenu funkcją interpolacyjną dokonał Schut (Schut 1976). Podzielił on je na sześć grup, przy czym najistotniejsza wydaje się grupa pierwsza i druga.

Pierwszą grupę nazwał metodami ruchomych powierzchni (moving surface). Wysokości punktów cyfrowego modelu stanowiących węzły regularnej siatki są obliczane z powierzchni aproksymujących, tworzonych każdorazowo dla obliczanego punktu w oparciu o leżące w sąsiedztwie pomierzone punkty odniesienia. Kształt powierzchni może być określony pełnym równaniem wielomianowym stopnia drugiego lub zredukowanym w postaci płaszczyzny

pochylonej, czy też poziomej. Wysokościom punktów odniesienia przyporządkowane są odpowiednie wagi (funkcje wagowe).

W drugiej grupie metod (sumation of surface-sumowanie powierzchni) zostało zastosowane rozwiązanie znane w matematyce, w teorii korelacji. Wysokość punktu interpolowanego określa się wzorem:

$$h = b^T \cdot B^{-1} \cdot z \quad (3.2)$$

Dla każdego interpolowanego punktu i -ty składnik wektora b jest funkcją odległości od punktu szukanego do i -tego punktu odniesienia, zaś z jest wektorem, którego składniki są wysokościami punktów odniesienia. Elementy macierzy B wynikają z funkcji odległości zwanej również funkcją korelacji.

Inną jeszcze w stosunku do poprzednich, systematykę podziału metod aproksymacji powierzchni zaproponowali Sierbieniuk i inni (Sierbieniuk 1990). Wybór funkcji aproksymującej powierzchnię terenu uzależnili od charakteru danych źródłowych, w których zbiór pomierzonych punktów odniesienia może być regularny, półregularny (po izoliniiach i profilach) i nieregularny.

Jak wynika z powyższego ogólnego przeglądu metod, często jako CMT jest określany cyfrowy model terenu w postaci dyskretnej ze znanym algorytmem interpolacyjnym. Taki uniwersalny model cyfrowy budowany jest najczęściej w postaci regularnej siatki powierzchniowej utworzonej na podstawie punktów NMT (odniesienia). CMT jest modelem wtórnym w stosunku do NMT i jego dokładność jest niższa niż dokładność pomiaru punktów NMT. Dla prac planistycznych, projektowych i badawczych dokładność aproksymacji powierzchni terenu ma zasadnicze znaczenie.

O dokładności aproksymacji powierzchni terenu przy pomocy NMT

Do podstawowych metod numerycznej aproksymacji terenu należy wspomniana już metoda zaproponowana przez Krausa (3.1). Cechą charakterystyczną tej metody jest potraktowanie aproksymacji jako procesu stochastycznego o charakterze stacjonarnym tzn. kowariancja zmiennych zależy jedynie od ich odległości. Jeżeli mamy n punktów odniesienia, to do aproksymacji z wyrównaniem metodą najmniejszych kwadratów można użyć n równań błędów, co w zapisie macierzowym można wyrazić jako:

$$Z = H + h = BX + h \quad (4.1)$$

gdzie:

Z - wysokości punktów odniesienia

H - składowe decydujące opisane wielomianem (BX),określające charakterystyczne formy terenu,

h - różnice wysokości pomiędzy pomierzonymi wysokościami punktów odniesienia,a wyznaczonymi na podstawie wielomianu.

W każdym punkcie odniesienia i,wartość h_i będąca funkcją obserwacji,jest podzielona na składowe:

$$h_i = s_i + v_i \quad (4.2)$$

gdzie:

s_i - składowe współzależne tj.formy terenowe,które z powodu swej różnorodności nie mogą być opisane funkcją (wielomianami) i dlatego wyznaczane są metodami statystycznymi z użyciem wariancji i kowariancji.

r_i - reprezentuje błąd pomiaru - „szum”,czyli błędy przypadkowe pomiaru oraz wielkości związane z rodzajem terenu.

Dokładność pomiaru tachimetrami elektronicznymi jest na tyle wysoka,że można praktycznie jej wpływ przy pomiarze punktów odniesienia zaniedbać.Natomiast niższa jest dokładność wysokościowych pomiarów fotogrametrycznych i szybkich metod GPS.Kiedy dokładność ta będzie miała istotny wpływ na wartość r_i .Rozpatrzmy to zagadnienie w podejściu „klasycznym”.

Można wydzielić trzy grupy błędów mających istotny wpływ na dokładność przedstawienia rzeźby terenu (Wysocki 1985):

- Błędy spowodowane szorstkością powierzchni terenu.Wynika ona z bardzo drobnych form naturalnych,powstałych pod wpływem warunków atmosferycznych oraz działalności człowieka.Wielkość błędów nie zależy w zasadzie od odległości (gęstości) pomierzonych punktów terenu.Wartość błędu można na podstawie badań eksperymentalnych oszacować średnio na $\pm 0.05m$.

- Błędy spowodowane „chropowatością ”, rzeźby.Jest ona zaczątkiem morfologii terenu i przejawia się małymi nierównościami (małymi formami) oraz niejednakowymi spadkami pomiędzy punktami terenu.Wartość błędu jest uzależniona od odległości (gęstości) pomierzonych punktów.Wartość tego błędu określoną na podstawie badań przeprowadzonych przez Langa (Lang 1970) oraz autora (Wysocki 1979) można dla przeciętnych warunków terenowych oszacować na co najmniej $\pm 0,10m$,a np.przy średniej odległości punktów co 50m błąd wysokości wg. badań Langa został oszacowany na $\pm 0,18m$.

- Błędy wynikające z kurczenia się gleby pod wpływem zmian wilgotności.Wartość tego błędu można oszacować na ok. 0,05m.Nie wywiera on wprawdzie wpływu na dokładność aproksymacji powierzchni terenu,lecz może się uwidocznić dopiero podczas realizacji projektu..

Jak z powyższego wynika, błędy spowodowane szorstkością powierzchni terenu można zaliczyć do „szumu”. Błędy przypadkowe pomiaru mogą więc mieć wpływ jeżeli będą istotnie większe od tych błędów.

Natomiast błędy spowodowane chropowatością wejdą do składowej współzależnej. Zasadniczy wpływ na ich wielkość będzie miała gęstość i poprawność rozmieszczenia mierzonych punktów. Jak wynika z cytowanych badań przy średniej odległości punktów ok. 50 m można uzyskać dokładność aproksymacji powierzchni terenu ok. $\pm 0,18$ m.

Należy zauważyć, że zwiększanie gęstości mierzonych punktów NMT dużo mniej wpływa na ekonomikę pomiarów fotogrametrycznych niż pomiarów terenowych.

Podsumowanie

W pracy przedstawiono uogólniony przegląd metod pomiaru punktów NMT oraz metod numerycznej aproksymacji powierzchni terenu. Wskazano na ciągły rozwój metod fotogrametrycznych oraz GPS i możliwości ich wykorzystania dla potrzeb pomiaru punktów dla utworzenia NMT. Z przedstawionego przeglądu metod numerycznej aproksymacji powierzchni terenu wynika, że metody aproksymacji uwzględniające korelacje pomiędzy punktami NMT mają podstawowe znaczenie.

Przedstawiono również zagadnienie dokładności aproksymacji powierzchni terenu. Wskazano na zasadnicze znaczenie błędów spowodowanych chropowatością powierzchni terenu i ich związek z gęstością i poprawnością rozmieszczenia punktów NMT. Na podstawie badań eksperymentalnych dokładność aproksymacji w przeciętnych warunkach terenowych oszacowano na $\pm 0,1 \div 0,2$ m przy średniej gęstości punktów co $35 \div 50$ m i błędach przypadkowych pomiaru poniżej wartości „szumu”.

Wykorzystanie metod numerycznego modelu terenu pozwala na szybkie włączenie danych do systemów informacji przestrzennej (SIT-GIS) i ich szerokie wykorzystanie dla przestrzennego urządzania zlewni i potrzeb konstrukcji inżynierskich.

Literatura

- CZARNECKI K., 1996: *Geodezja współczesna w zarysie*. Wiedza i Życie, 490 ss.
GAŹDZICKI J., 1975: *Informatyka w geodezji i kartografii*. PPWK, 300 ss.
KARASZKIEWICZ W., WYSOCKI J., KŁACZYŃSKI M., 1998: *Możliwości wykorzystania numerycznego modelu terenu metodą GPS jako bazy danych dla nakładki wysokościowej do mapy katastralnej*. Mat. na konf. Lwów-Ukraina.

- KRAUS K.,1971: *Automatische Berechnung des digitale Höhenlinien*.Z.Vermessungsw.nr 6,s 14-27.
- LANG H.,1970: *Höhengenauigkeit tachymetrisch bestimer unvermarker Punktein freier Feldlage für die Ableitung grossmasstablicher Höhenschichtlinienpläne*.Vermessungstechnik,nr 3,s.8-15.
- OSZCZAK S.,1993: *Technologia GPS w praktyce geodezyjnej*.Przegl.Geodez.,nr 7,s.6-11.
- PIASEK Z.,MILBERT S.,PIERZCHAŁA H.,1981: *Przegląd numerycznych modeli terenu*.Zesz.Nauk.AGH,Geodez.,z.62,s.36-47.
- SCHUT G.H.,1976: *Review of interpolation methods for digital terrain models*.XIIth Congress of the International Society for Photogrammetry.Helsinki.
- SIERBIENIUK G.H.,i inni,1990: *Metody modelowania geopolitej po danych w nieregularno rozłożonych toczkach*.Geodezja i Kartografia,Moskwa,nr 11,s.37-49.
- SITEK Z.,1991: *Fotogrametria ogólna i inżynierska*.PPWK,750 ss.
- WYSOCKI J.,1979: *Analiza dokładności opracowań warstwicznych do projektowania drenowania użytków rolnych*.Zesz.Nauk.SGGW,Melioracje Rolne 18,s.52-61.
- WYSOCKI J.,1981: *Comparative analysis of chosen methods of testing contour lines*.Ann.Wars.Agricult.Univ.SGGW,Land Reclam. 19,s.91-97.
- WYSOCKI J.,1985: *O dokładności map warstwicznych przy cięciu równym 0,25m*.Przegl.Geodez.,nr 4-5,s.13-15.
- WYSOCKI J.,1987a: *Problemy dokładności nowoczesnych technik opracowania wielkoskalowych map warstwicznych pod kątem potrzeb wodnomelioracyjnych*.Wyd.SGGW,94 ss.
- WYSOCKI J.,1987b: *On accuracy of the photogrammetric digital determination of elevations*.Ann.Wars.Agricult.Univ.SGGW-AR,Land Reclam. 23,s.53-60.
- WYSOCKI J.,1995a: *Geodezja z fotogrametrią*.Wyd.SGGW,wyd.IV,212 ss.
- WYSOCKI J.,1995b: *Porównanie dokładności wybranych metod komputerowych i analogowych wielkoskalowych opracowań warstwicznych*.Przegl.Geodez.,nr 5, s.3-4.
- WYSOCKI J.,1997: *Preparation of large scale contour maps using computer techniques*.Ann.Wars.Agricult.Univ.,SGGW,Land Reclam. 28,s.3-11.
- ZISCHINSKY R.,1997: *An investigation of GPS Port-Mission Single Point Positioning Errors*.AVN,nr 2,s.52-60.

Summary

Digital terrain model as a base of data for the spatial transformation of the watersheds and engineering constructions. For the sustainable development of rural areas is indispensable suitable spatial information. Engineering dealing with construction of water reservoirs storage tanks, rural water supply systems, country roads, buildings, irrigation and drainage networks etc. need information of land relief.

In the paper review of the methods of measuring points of the digital terrain model (DTM) and methods of numerical approximation of the land surface are presented. Development of photogrammetric and GPS methods are pointed, and possibilities of their application for measurements of the DTM points. The investigations prove that the methods of approximation which involve correlation between the terrain points having essential significance. Are presented also problem of accuracy of approximation of the land surface based on DTM. Are pointed essential significance of the area surface roughness and of small area configuration form and their connection with density and correctness of location of the DTM points. On the basis of the experimental investigations the accuracy of the approximation to be estimated as $0,1 \pm 0,02\text{m}$.

The use of DTM methods allows fast incorporation of the data into the spatial information systems (LIS-GIS) and their wide application for spatial transformation of the watersheds and engineering constructions.

Jerzy Wysocki
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
Katedra Geodezji i Fotogrametrii
02-787 Warszawa
ul. Nowoursynowska 166

STUDIES ON DRIP IRRIGATION OF RICE IN BULGARIA

Antonia Ovtcharova, Dimitar Dimitrov, Georgy Georgiev
Higher Institute of Agriculture, Plovdiv, Bulgaria

Introduction

The global warming of the Earth is closely related with the pollution of the air, ozone hole and the thinning of the ozone layer. Dr. A. Taramura (1990) has stated that 17% of the formed methane comes from flooded rice fields. According to him the global methane emission increase is 1% per year.

By flooding it have been created anaerobic microbiological processes, which produce methane from 4,5 g/m² to 15,9 g/m² (Flaher, 1990). Sprinkler irrigation was considered like an economical way for water. Mc. Cauly (1985) stated that by spray irrigation water saving could be 50%. The good results can be obtained by two applications per week equal to the evapotranspiration. The most important problem is weed control both sprinkler and drip irrigation (Grist D.H.1983).

Materials and methods

The two years trial (1996-1997) on drip irrigation of rice was carried out at the field of the Department of Melioration, Higher Institute of Agriculture, Plovdiv. The aim of the investigation were to study possibility for non conventional irrigation of rice and decreasing the ecological influence. The three rice cultivars, which are the most popular in the conditions of South Bulgaria have been investigated under drip irrigation: Marijana, Krasnodar-424, and Luda Jana AT. The soil is alluvial meadow (clay loam), which had followed mean properties for the layer of 0 - 60 cm: bulk density 1,45 g/cm³, specific density 2,64 g/cm³, porosity 45%, field capacity 28% by weight, wilting point 15,04%.

The average soil content of organic water in A-layer is up 2%, PH - 7,7-7,8, carbonates - 7,12%, P₂O₅ - 0,008%, K₂O - 0,016% and nitrogen - 0,003%.

Rice cultivars were grown in randomized complete block design with plots 10m² each in four replications. Drip irrigation was done by laterals at discharge 0,70m with emitters spacing of 0,60m, The discharge rate is 4 liter/h.

Investigated indices were: number of the sprouting plants per 1m², number of the plants on the end of the growth period per 1m², height of the plants and grain yield.

Results and Discussion

All cultivars were grown without fertilizers and chemical protection. In the table 1 it can be seen the average height of the rice plants under flooding and drip irrigation.

Table 1

Average height of rice plants in cm during 1996-1997

N	Rice cultivar	Flooding-control	Drip Irrigation	Decrease in % of Flooding
1	Marijana	92.0	92.0	21.0
2	Krasnodar 424	88.0	88.0	28.5
3	Luda Jana AT	97.0	97.0	17.8

Table 2

Number of the sprouting plants per 1m² and number of the plant of ripening stage, average for 1996-1997

N	Rice cultivars	Flooding		Drip irrig.		Decrease in % of flooding	
		Sprouting stage	Ripening stage	Sprouting stage	Ripening stage	Sprouting stage	Ripening stage
1	Marijana	366.5	335	305.0	296.0	16.8	11.6
2	Krasnodar 424	378.0	342	336.0	325.5	11.1	4.8
3	Luda Jana AT	347.0	327	322.5	317.0	7.1	3.1

Drip irrigation affects on the height of rice plants. The decrease ranges from 17,8% to 28,5% of the rice by flooding.

Table 2 shows the decrease of the number of the rice plants by drip irrigation in % of flooding. Results indicate that at sprouting stage the decrease ranges from 7,1% to 16,8%, but in the ripening stage this decrease is less - from 3,1% to 11,6%.

The data from table 3 show the rice yield, obtained during 1996-1997 by 100% seeding rate. The decrease of rice yield, obtained by drip irrigation ranges from 48% to 54%. The best cultivar in the conditions of South Bulgaria is Luda Jana AT. Obviously this trial shows that drip irrigation of rice decreases grain yield.

Table 3

Average grain yield of rice in kg/ha during 1996-1997

N	Cultivar	Flooding	Drip irrigation	Decrease in % of flooding
1	Marijana	6615	3064	54
2	Krasnodar - 424	5970	3035	49
3	Luda Jana AT	6645	3417	48

The actual amount of water required by the crop depends on a number of factors. An excessive depth of water by paddy rice will not influence transpiration of water by the plant, for this remains constant regardless of the degree of saturation of the soil. The paddy plant, in fact, takes no more water than dryland crops.

Drip irrigation of rice requires water application every 3 days. For two years period average water amount comes to 8000m³/ha. Efficient management of irrigation results in higher yields with less water. Water amount for flooding rice totals 25000 m³/ha during 1996-1997. The best cultivar is Luda Jana AT in the conditions of South Bulgaria.

Conclusion

Use of drip irrigation radically change the way rice is grown. The irrigation was done with emitters discharge of 4 liter/h every 3 days.

The decrease of height of drip irrigated plants indicated that it is 17,8 - 28,5% of flooding rice. Also there is decrease of the number of plants per 1m² at the sprouting and at ripening stage. The decreased number of plants is related with grain yield of drip irrigated rice. All biometry investigations show less indices by drip irrigation.

Average water use comes to 8000m³/ha by drip irrigated rice in growth period, comparing with 25000m³/ha by flooding. Flooded rice consistently had higher grain rice yield than drip irrigated rice. But with saved water of 1 ha drip irrigated rice could be irrigated supplementary corn, which yield will be 2,5t/ha in condition of South Bulgaria. Paddy fields need irrigation works. They consist of bunds, irrigation and drainage canals. Land levelling is important for sufficient control of water on the field since it enables water to be maintained at a constant and shallow depth and to be run on or off the field quickly. This efficiently of water management contributes significantly to increased crop yields. Consicantly, the expences of paddy are much more than by drip irrigated rice.

Finally, economical analyses will be done to establish exactly the effect of drip irrigated rice together with all ecological aspects.

Bibliography

1. DR. TARAMURA, 1990, IRRI, Reporter, Dec.
2. FLAHER, IR. H. M., 1990, Methane production and emission in coastal rice fields of Texas, Int. Rice research news letter, Vol. 15, N 6, Dec.
3. GRIST D. H., 1983, Rice, 5 th edition, Longman, London and New York.
4. MC. CAULY G.H., 1985, Sprinkler irrigation as energy and water saving approach to rice production and management of rice land peats, Texas A M Univ., Jan.

Summary

Studies on drip irrigation of rice in Bulgaria. Rice is the staple food for 2/3 of the word's population. Basicly the rice is irrigated under flooding and natural rainfall-dry rice. Investigation, related with the ozone hole, the thinning of ozone layer and global warming of the world, have pointed to that 25% of the formed methane comes from flooded rice fields.

The two years trial (1996-1997) on drip irrigation of rice was carried out at the field of the Department of Melioration, Higher Institute of Agriculture, Plovdiv. The aim of the trial was to study possibility for nonconventional irrigation of rice and decreasing the ecological influence.

It was investigated different rice cultivars under drip irrigation in conditions of South Bulgaria. Biometry investigations were made and compared to these by flooded rice.

The yield and crop water requirements of rice by drip irrigation and conventional flooded irrigation have been investigated.

Antonia Ovtcharova

Higher Institute of Agriculture Department of Melioration

12 Mendeleev Str., 4000 Plovdiv

Bulgaria

PRODUKCYJNE I EKONOMICZNE EFEKTY DESZCZOWANIA WYBRANYCH UPRAW W ZRÓŻNICOWANYCH WARUNKACH POGODOWYCH I GLEBOWYCH

PRODUCTION AND ECONOMIC EFFECTS OF SPRINKLING IRRIGATION OF CHOSEN CROPS UNDER DIFFERENT WEATHER AND SOIL CONDITIONS

Jan Gruszka

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych
Oddział w Bydgoszczy

Wstęp

Buraki cukrowe, ziemniaki i pszenica ozima to w gospodarstwach ogólnorolniczych podstawowe rośliny uprawne o charakterze towarowym i jako takie należą do roślin najczęściej deszczowanych.

Z syntezy krajowych doświadczeń z deszczowaniem roślin polowych (Dzieżyc, Nowak, 1992) wynika, że w zależności od kompleksów glebowych i wielkości opadów, zbiory plonów buraków cukrowych wynosiły od 19,8 do 2,9 t ha⁻¹ (średnio 8,5 t ha⁻¹ - 21%), ziemniaków od 20,3 do 1,1 t ha⁻¹ (średnio 7,6 t ha⁻¹ - 29%), a pszenicy ozimej od 2,1 do 0,2 t ha⁻¹ (średnio 0,6 t ha⁻¹ - 16%). Górne wartości przyrostu plonów dotyczą z reguły gleb słabszych, dolne gleb dobrych.

Wysokie przyrosty plonów nie zawsze świadczą o opłacalności nawodnień. Często bowiem nawet duże zbiory plonów, przy niskich cenach jednostkowych, nie pokrywają ponoszonych kosztów własnych tj. kosztów eksploatacji deszczowni i kosztów rolniczych związanych z pozyskaniem zwiększonego plonu.

W prezentowanym opracowaniu przedstawiono rolnicze i ekonomiczne efekty deszczowania wybranych roślin jakie uzyskano w latach 1983-1993 w warunkach deszczowni wielkoobszarowych zlokalizowanych na Kujawach.

Warunki i metodyka badań

W pracy wykorzystano wyniki badań przeprowadzonych w Stacji Hodowli Roślin Polanowice (gmina Kruszwica w województwie bydgoskim) oraz w Zakładzie Rolnym Osówiec (gmina Orchowo w województwie konińskim).

Gleby w Polanowicach to czarnoziemny leśno-łukowy kujawski, wytworzone z glin zwałowych o składzie granulometrycznym glin lekkich pylastych. Pod względem przydatności rolniczej zaliczane są do kompleksu pszenno-bułkowego bardzo dobrego i pszenno-bułkowego a bonitacyjnie do klas II-IIIa.

Gleby w Osówie to gleby brunatne, najczęściej wylugowane, o składzie granulometrycznym piasków gliniastych. Pod względem przydatności rolniczej są zaliczane do kompleksu żytnio-bułkowego i żytnio-łukowego a bonitacyjnie do klas IVb-V.

Średnie z wieloletnia sumy opadów rocznych oraz opadów z okresu wegetacji, charakteryzujące warunki badań, wynosiły dla Polanowic 497,3 i 319,4 mm, a dla Osówa odpowiednio 514,7 i 332,6 mm. Różnice w średnich sumach opadów między obiektami były zatem niewielkie. W przypadku wartości średnich rocznych nie przekraczały 3,5%, a w przypadku średnich z okresu wegetacji - 4,1%.

Większym zróżnicowaniem charakteryzowały się natomiast sumy opadów między poszczególnymi latami badań. W Polanowicach, w przypadku sumy opadów z okresu wegetacji, wskaźnik zmienności opadu (stosunek opadu najmniejszego do największego) wynosił 0,22 a w Osówie 0,33. Oznacza to, że w latach prowadzenia badań opady w Osówie były bardziej wyrównane niż w Polanowicach.

Charakterystyka opadowa lat i ich kwalifikacja pod względem wysokości opadów była w okresie badań na obu obiektach identyczna. Występujące w cyklu badań okresy wegetacji, w zależności od wielkości sum opadów, podzielono na trzy kategorie: okresy wegetacji o opadach poniżej średnich ($p < 40\%$), okresy wegetacji o opadach średnich ($p = 40-60\%$), oraz okresy wegetacji o opadach powyżej średnich ($p > 60\%$). Graniczne sumy opadów w wyodrębnionych kategoriach opadowych okresów wegetacji wraz z towarzyszącymi im wartościami średniej temperatury zostały, dla obu obiektów, zestawione w tab. 1. Sklasyfikowane w powyższy sposób okresy wegetacji przyjęto jako tło do analizy uzyskiwanych efektów nawodnień.

Nawadnianie na glebach średnich prowadzono z reguły w krytycznych fazach rozwoju roślin. Natomiast na glebach lekkich, ze względu na małą retencję wody pozimowej, często zachodziła konieczność wcześniejszego rozpoczynania nawodnień.

Tabela 1
Table 1

Warunki meteorologiczne w okresie prowadzenia badań
Meteorological conditions during the studies

Okresy wegetacji o sumach opadów Growing seasons with precipitation sums	Przedziały sum opadów, wartości średnie (mm) Ranges of precipitation sums, mean values (mm)	Przedziały temperatury, wartości średnie (°C) Ranges of temperatures, mean values (°C)
poniżej średnich below mean (1983, 1989, 1990, 1991, 1992)	85,2 - 282,3 (181,3)	13,8 - 15,5 (14,7)
średnich mean (1986, 1988, 1993)	284,7 - 333,1 (302,8)	13,9 - 14,5 (14,3)
powyżej średnich above mean (1984, 1985, 1987)	343,4 - 533,0 (405,1)	13,1 - 13,7 (13,4)

Zmienne w poszczególnych okresach wegetacji warunki meteorologiczne różnicowały także wysokość stosowanych sezonowych dawek deszczowania (tab. 2).

Doświadczenia o charakterze łanowym zakładano jako jednoczynnikowe, dwuobiektywne w układzie zrównoważonym w czterech powtórzeniach, w oparciu o metodykę opracowaną przez Walewskiego [1989].

Sterowanie deszczowaniem prowadzono przy pomocy metody bilansowej w modyfikacji Drupki [1976] w oparciu o sumy opadów mierzone bezpośrednio na obiektach.

Przy zbiorach kontrolnych wykorzystywano maszyny i technologie stosowane w warunkach produkcyjnych. Powierzchnia „poletka” do zbioru uzależniona była każdorazowo od szerokości roboczej maszyny używanej do sprzętu poszczególnych płodów rolnych (lub jej wielokrotności) oraz od długości rurociągu deszczującego i mieściła się w przedziale: dla pszenicy ozimej 420-630 m², a dla buraków cukrowych i ziemniaków 405-540 m².

Obliczeń opłacalności deszczowania dokonano w skali bezpośredniego użytkownika przy poziomie cen i kosztów z końca 1996 r.

Tabela 2

Table 2

Średnia wysokość zastosowanych sezonowych dawek
deszczowania (mm)

Mean applied seasonal irrigation rates (mm)

Okresy wegetacji o sumach opadów Growing seasons with precipitation sums	Deszczowane uprawy Irrigated crops	Gleby średnie Medium- heavy soils	Gleby lekkie Light soils
poniżej średnich below mean	buraki cukrowe sugar beets ziemniaki potatoes pszenica ozima winter wheat	127 - 75	148 160 110
średnich mean	buraki cukrowe sugar beets ziemniaki potatoes pszenica ozima winter wheat	85 - 64	110 96 72
powyżej średnich above mean	buraki cukrowe sugar beets ziemniaki potatoes pszenica ozima winter wheat	63 - 60	64 - 66

W kosztach deszczowania uwzględniono roczne koszty amortyzacji oraz koszty robocizny, napraw i konserwacji, materiałów i części wymiennych, energii elektrycznej i transportu.

Wysokość kosztów rolniczych związanych z pozyskiwaniem zwiększonych plonów określono na podstawie normatywów opracowanych przez Prokopowicza [1989].

Za miarę opłacalności deszczowania przyjęto dochód czysty (różnica między wartością przyrostu plonów a sumą kosztów deszczowania i kosztów rolniczych) oraz wskaźnik opłacalności deszczowania (stosunek wartości przyrostu plonów do kosztów własnych).

Wyniki badań

Produkcyjne efekty deszczowania, wyrażone przyrostem plonów w tha^{-1} były, niezależnie od kategorii gleb, istotne dla wszystkich badanych roślin. Ich wielkość zmniejszała się jednak stopniowo wraz z poprawą warunków opadowych (tab. 3).

Tabela 3

Table 3

Produkcyjne efekty^{x/} deszczowania w tha^{-1}
Production effects^{x/} of sprinkling irrigation in tha^{-1}

Wyszczególnieni Specification	Okresy wegetacji o opadach Growing seasons with precipitation								
	poniżej średnich below mean			średnich mean			powyżej średnich above mean		
	ND	D	D-ND	ND	D	D-ND	ND	D	D-ND
GLEBY ŚREDNIE - medium-heavy soils									
buraki cukrowe sugar beets	32,3	43,6	11,3 **	37,8	44,7	6,90**	36,3	41,3	5,00**
pszenica ozima winter wheat	5,97	7,31	1,34**	7,16	8,02	0,86**	6,73	7,21	0,48**
GLEBY LEKKIE - light soils									
buraki cukrowe sugar beets	21,7	35,8	14,1 **	30,7	40,5	9,80**	35,7	42,3	6,60**
ziemniaki potatoes	16,7	33,9	17,2 **	25,6	34,5	8,90**	-	-	-
pszenica ozima winter wheat	3,11	5,13	2,02**	3,94	4,97	1,03**	4,86	5,48	0,62**

^{x/} wartości średnie dla lat - mean values for years

ND - wariant niedeszczowany - non-irrigated

D - wariant deszczowany - irrigated

** - różnice istotne przy $\alpha = 0,01$ - significant differences at $\alpha = 0,01$

Uzyskiwane na glebach średnich zwwyżki plonów z tytułu deszczowania buraków cukrowych wynosiły (w kolejności od lat o opadach poniżej średnich do lat o opadach powyżej średnich) 35, 18 i 14%, a pszenicy ozimej odpowiednio 22, 12 i 7%.

Na glebach lekkich odpowiednie zwwyżki plonów dla buraków cukrowych wynosiły: 65, 32 i 18%, ziemniaków 103 i 35% (w latach o opadach powyżej średnich nie były one deszczowane) a pszenicy ozimej 65, 26, 13%. Przyrosty plonów jakie uzyskano pod wpływem deszczowania były zatem na glebach lekkich znacznie większe niż na glebach średnich. W przypadku buraków cukrowych były

one wyższe odpowiednio o 25, 42 i 32%, a w przypadku pszenicy ozimej o 50, 20 i 29%.

Jak wynika z danych (tab. 4), deszczowanie buraków cukrowych było opłacalne we wszystkich trzech kategoriach opadowych okresów wegetacji i to zarówno na glebie średniej jak i lekkiej.

Tabela 4

Table 4

Ekonomiczne efekty^{x/} deszczowania w zł·ha⁻¹ (poziom cen, jesień 1996 r)

Economic effects^{x/} of sprinkling irrigation in zł·ha⁻¹ (prices from the autumn of 1996)

Wyszczególnienie Specification	Okresy wegetacji o opadach Growing seasons with precipitation											
	poniżej średnich below mean				średnich mean				powyżej średnich above mean			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
GLEBY ŚREDNIE - medium-heavy soils												
buraki cukrowe sugar beets	1522	490	1032	311	929	335	594	277	673	344	329	196
pszenica ozima winter wheat	804	352	452	228	516	254	262	203	288	323	-35	89
GLEBY LEKKIE - light soils												
buraki cukrowe sugar beets	1899	566	1333	335	1320	414	906	319	889	365	524	243
ziemniaki potatoes	2477	824	1653	301	1282	426	856	301	-	-	-	-
pszenica ozima winter wheat	1212	584	628	207	618	365	253	169	372	446	-74	83

^{x/} wartości średnie dla lat - mean values for years

1 - wartość produkcji uzyskanej w wyniku deszczowania - P

production value obtained as a result of sprinkling irrigation - P

2 - koszty własne (koszty deszczowania + przyrost kosztów rolniczych) - K

prime costs (costs of sprinkling irrigation + increase in agricultural costs) - K

3 - dochód czysty

net profit

4 - wskaźnik opłacalności deszczowania $W_o = (P/K)100\%$

profitability index of sprinkling irrigation

Najwyższą efektywność deszczowania uzyskano w okresach wegetacji, w których opady kształtowały się poniżej średniej. Ekonomiczne efekty deszczowania, podobnie jak i efekty produkcyjne malały wraz ze wzrostem opadów.

Uzyskany w wyniku deszczowania przyrost dochodu czystego z 1 ha buraków cukrowych uprawianych na glebie średniej wyniósł: 1032 zł (w okresach wegetacji o opadach mniejszych niż średnie), 594 zł (w okresach wegetacji o opadach średnich) i 329 zł (w okresach wegetacji o opadach większych niż średnie). Na glebach lekkich wzrost dochodu czystego wynosił odpowiednio 1333, 906 i 524 zł z hektara. Był on zatem na glebie lekkiej większy o 29, 52 i 59%.

Przyrost dochodu czystego z tytułu deszczowania 1 ha pszenicy ozimej na glebie średniej wyniósł 452 zł (przy opadach poniżej średnich) i 262 zł (przy opadach średnich). Na glebie lekkiej przyrost dochodu czystego kształtował się odpowiednio na poziomie 628 i 253 zł. Średnia (z okresów wegetacji o opadach poniżej średnich i średnich) opłacalność deszczowania pszenicy ozimej na glebach lekkich była o 23% wyższa niż na glebach średnich. Deszczowanie pszenicy ozimej w latach o opadach przekraczających średnią było nieopłacalne na obu kategoriach gleb.

Deszczowanie ziemniaków dało przyrost dochodu czystego w wysokości 1653 zł z hektara (w okresach wegetacji o opadach poniżej średnich) i 856 zł (w okresach wegetacji o opadach średnich). W okresach wegetacji o opadach powyżej średnich ziemniaków nie deszczowano.

W sposób zbliżony do uzyskiwanej wielkości dochodu czystego układały się również wskaźniki opłacalności deszczowania. Najwyższe wskaźniki opłacalności deszczowania notowano, niezależnie od gatunku rośliny, w okresach wegetacji o opadach poniżej średnich. Najniższe natomiast w okresach wegetacji o opadach powyżej średnich. W przypadku pszenicy ozimej, w okresach wegetacji o opadach przekraczających średnią z wielolecia, wskaźnik opłacalności był niższy od 100, co oznacza, że deszczowanie było nieefektywne.

Wnioski

1. Najwyższe efekty rolnicze i najwyższą opłacalność deszczowania analizowanych roślin uzyskano w okresach wegetacji o opadach poniżej średnich. W miarę poprawy warunków opadowych efektywność deszczowania malała.
2. Deszczowanie buraków cukrowych było opłacalne na obu gatunkach gleb we wszystkich trzech kategoriach opadowych okresów wegetacji.
3. Deszczowanie pszenicy ozimej było opłacalne na obu gatunkach gleb ale tylko w okresach wegetacji o opadach poniżej średnich i średnich.
4. Przedstawione wyniki wskazują, że deszczowanie analizowanych roślin jest opłacalne nawet w aktualnych uwarunkowaniach gospodarczych.

Literatura

- DRUPKA S. 1976. *Techniczna i rolnicza eksploatacja deszczowni*. Warszawa: PWRiL, 312 ss.
- DZIEŻYC J., NOWAK L. 1992. *Wpływ nawodnienia deszczownianego na produkcję polową*. Roczn. AR Poznań. Melior. 10, s. 5-16.
- GRUSZKA J. *Sprawozdania oraz materiały z badań nad eksploatacją deszczowni wielkoobszarowych w GSWG za lata 1983-1993*. Maszynopisy.
- PROKOPOWICZ J. 1989. *Normatywy nakładów i kosztów produkcji roślinnej*. Mat. Instr. 71. Falenty: IMUZ, 112 ss.
- WALEWSKI R. 1989. *Metody statystyczne w badaniach łąkarskich i melioracyjnych*. Warszawa: PWRiL Bibl. Wiad. IMUZ 72, 120 ss.

S u m m a r y

Production and economic effects of sprinkling irrigation of chosen crops under different weather and soil conditions. The presented results were obtained in the years 1983-1993 in two sites of large-area sprinkling machines located in Kujawy. Effects of sprinkling irrigation of sugar beets, potatoes and winter wheat were determined for light and medium-heavy soils against different in precipitation and temperature growing seasons. The results of irrigation decreased from dry and warm years to wet and cold ones, irrespective of a plant species. Sprinkling irrigation of sugar beets, on both light and medium-heavy soils, was effective even in the growing seasons with precipitation above mean. Sprinkling irrigation of winter wheat, irrespective of a soil species, was effective only in the growing seasons with precipitation below mean and mean. The effectiveness of sprinkling irrigation of sugar beets and winter wheat - measured by an increase in net profit value from 1 hectare - on light soils was respectively 41% and 23% higher than on medium-heavy soils. Sprinkling irrigation of the plant species in question proved profitable even under present economic conditions.

Jan Gruszka

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych, Oddział w Bydgoszczy

Al. Ossolińskich 12

85-093 Bydgoszcz

IRRIGATION EFFECTS OF RED BEET (*Beta vulgaris* L.) UNDER SANDY SOILS CONDITIONS AS AFFECTED BY RAINFALL DURING THE CRITICAL PERIODS

Stanisław Rolbiecki, Roman Rolbiecki

Katedra Melioracji i Agrometeorologii Wydziału Rolniczego AT-R, Bydgoszcz
Department of Land Reclamation and Agrometeorology, Faculty of Agriculture,
University of Technology and Agriculture in Bydgoszcz

Introduction

Water requirement of red beet equals 300 mm (Kaniszewski 1987) or 300-400 mm (Buczak 1989). Precipitation demand during the vegetation period of red beet grown on medium-cohesive soils in dry years is estimated at 360 mm in Pomorze, Warmia, Mazury and 350 mm in Kraina Wielkich Dolin (Dzieżyc et al. 1986). Under climatic conditions of Poland it is necessary to use supplementary irrigation to obtain high and stabile yields of red beet, especially on sandy soils (Buczak 1989, Dzieżyc 1988, Kaniszewski 1987).

The aim of the study was estimation of optimum rainfall amounts for red beet during the critical periods as well as calculation of expected productive irrigation effects of this plant when grown on sandy soils.

Material and methods

Results of ten field experiments on sprinkler irrigation of red beet (cv. *Czerwona Kula*, *Egipski*, *Okrągły Ciemnoczerwony*) under sandy soils conditions, published previously by Hendrysiak (1973) as well as non-published up to now (Rolbiecki 1995) were used in the study. Relationships between increments of yield caused by sprinkler irrigation and rainfall amounts from critical periods have been calculated using correlation and regression analysis as well as Grabarczyk's formula (Grabarczyk 1987). Such the time-intervals like separate decades and months or 2-4 month-times have been examined as the critical periods during the growing season.

Results and discussion

Precipitation and irrigation rate during the vegetation period as well as yields and irrigation effects have been very diversified (Tab.1).

TABLE 1. Statistical characterization of rainfall, irrigation doses and red beet's yields during the period studied in the field experiments points

Character and period	Value			Standard deviation	Variation coefficient [%]
	Minimum	Maximum	Mean		
Sum of rainfall [mm]					
VI - IX	90,00	309,00	196,66	61,09	31,06
Sum of irrigation rates [mm]					
VI - IX	40,00	230,00	162,96	55,32	33,95
Yield of red beet [dt/ha]					
Non - irrigated	23,00	694,00	332,35	229,52	69,06
Irrigated	251,70	804,00	467,58	198,52	42,46
Irrigation effect	11,00	247,70	135,23	81,75	60,45

TABLE 2. Relationships between rainfall amounts during the critical periods and increases of red beet's yield as caused by sprinkler irrigation

Period	Equation		Max. yield gain [dt/ha]	Correlation coefficient
	calculated	transformed		
1.6 - 30.9	$y = -1,0512x + 341,97$	$Q = 1,05(325-P)$	247,36	0,785**
1.6 - 31.8	$y = -1,3702x + 372,36$	$Q = 1,37(272-P)$	275,07	0,833**
1.7 - 30.9	$y = -1,2474x + 306,20$	$Q = 1,25(245-P)$	211,40	0,793**
1.7 - 31.8	$y = -1,7694x + 335,98$	$Q = 1,77(190-P)$	235,12	0,866**
1.8 - 30.9	$y = -1,4930x + 270,64$	$Q = 1,49(181-P)$	201,96	0,683*
1.7 - 31.7	$y = -7,9722x + 469,24$	$Q = 7,97(59-P)$	238,05	0,960**
11.7 - 10.8	$y = -2,5944x + 244,87$	$Q = 2,59(94-P)$	221,52	0,824**
11.7 - 20.8	$y = -4,2876x + 231,01$	$Q = 4,29(54-P)$	205,28	0,702*
1.8 - 10.8	$y = -6,2619x + 198,47$	$Q = 6,26(32-P)$	198,47	0,762*

Q, y - yield increase as caused by sprinkler irrigation (dt/ha); P, x - rainfall amount during the given period (mm); * - significant at $\alpha = 0,05$; ** - significant at $\alpha = 0,01$

Among all the examined time-intervals of the vegetation period, significant, negative and linear relationships have occurred in nine cases (Tab. 2). Maximum, possible for obtaining increases of yields thanks to irrigation have

contained in the range 19,8-27,5 t/ha. Average irrigation effects according to Kaniszewski et al. (1987) equaled 3-30 t/ha, but according to Dzieżyc (1988), maximum yield increases caused by irrigation of red beet ranged 7,7-41,8 t/ha.

The highest correlation coefficient between yield increment caused by irrigation and rainfall amount has occurred in July (Fig. 1). This fact is confirmed by results of Dzieżyc et al. (1987). Obtained results enabled comparison of rainfall needs with actual precipitation of a given period and as a result it is possible to estimate rainfall deficiency in red beet cultivation on sandy soils in various regions of the country (Grabarczyk 1987).

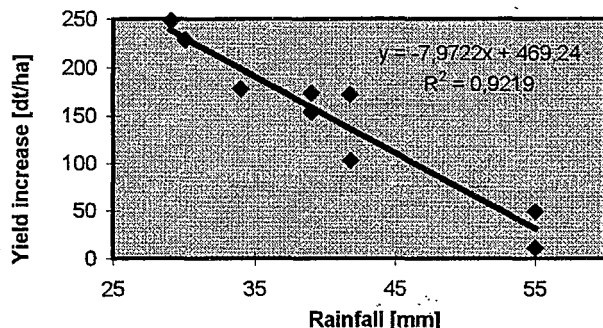


FIG.1. Yield increase of red beet's roots caused by sprinkler irrigation as dependent on rainfall amount of July.

Conclusions

- Increases of root yield of red beet caused by sprinkler irrigation depend significantly, linearly and inversely proportionally on rainfall amounts during the period from June to September.
- Precipitation needs of red beet grown on sandy soils in Kraina Wielkich Dolin equal 325 mm in the period June-September. Therefore it is necessary to use supplementary irrigation to obtain high and stabile yields of red beet grown under such soil conditions.
- The highest correlation between productive effect of irrigation of red beet and rainfall amount sum has existed in July.
- Maximum unitary effectiveness of water from rainfall or irrigation has occurred in July and in the first decade of August.
- Maximum root yield increments of red beet caused by irrigation amounted from 19,8 to 27,5 t/ha.

Literature

- BUCZAK E. 1989. *Potrzeby wodne roślin warzywnych*. In: *Potrzeby wodne roślin uprawnych* (J. Dzieżyc - ed.). PWN W-wa, 159-188.
- DZIEŻYC J. 1988. *Rolnictwo w warunkach nawadniania*. PWN W-wa, 415 pp.
- DZIEŻYC J., NOWAK L., PANEK K. 1987. *Dekadowe wskaźniki potrzeb opadowych roślin w Polsce*. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln., 314: 11-33.
- GRABARCZYK ST. 1987. *Efekty, potrzeby i możliwości nawodnień deszczownianych w różnych regionach kraju*. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln., 314: 49-64.
- HENDRYSIK J. 1973. *Wpływ deszczowania i nawożenia mineralnego na plonowanie buraków ćwikłowych i marchwi jadalnej*. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln., 140: 559-565.
- KANISZEWSKI S. 1987. *Nawadnianie warzyw*. PWRiL W-wa, 112 pp.
- KANISZEWSKI S., KNAFLEWSKI M., PACHOLAK E. 1987. *Efektywność produkcyjna nawadniania upraw ogrodnich*. Zesz. Probl. Post. Nauk Roln., 326: 9-25.
- ROLBIECKI St. 1995. *Efekty nawadniania wybranych roślin ogrodnich na glebie bardzo lekkiej*. Doctor's thesis, AT-R Bydgoszcz, 97 pp.

Summary

Irrigation effects of red beet (*Beta vulgaris* L.) under sandy soils conditions as affected by rainfall during the critical periods. Marketable yield gains of red beet caused by sprinkler irrigation in comparison with rainfall during the periods of enhanced need of water was demonstrated on the basis of country and own experiments.

Stanisław Rolbiecki, Roman Rolbiecki
Katedra Melioracji i Agrometeorologii Wydziału Rolniczego AT-R
ul. Bernardyńska 6,
85-029 Bydgoszcz

EFFECT OF SPRINKLER IRRIGATION AND NITROGEN FERTILIZATION ON WEED INFESTATION OF POTATOES CANOPY ON A POOR SANDY SOIL

Stanisław Rolbiecki, Jerzy Peszek, Roman Rolbiecki

Katedra Melioracji i Agrometeorologii Wydziału Rolniczego AT-R, Bydgoszcz
Department of Land Reclamation and Agrometeorology, Faculty of Agriculture,
University of Technology and Agriculture in Bydgoszcz

Introduction

Usage of such modern technologies like sprinkler irrigation in potatoes cultivation on sandy soils in Poland is purposeful (Peszek and Grzelak 1990). On the other hand, under irrigation there are favourable moisture-nutritive conditions not only for the proper growth of potatoes but also for weeds development (Bieszczad and Pekarnik 1990, Karczmarczyk et al. 1983, Rojek 1980).

The object of the study was to recognize the effect of sprinkler irrigation and nitrogen fertilization on weed infestation of potatoes on the very light soil.

Material and methods

Field experiments were carried out in 1994-1997 at Kruszyn Krajeński (nearly Bydgoszcz) on the soil of the VI use class (very poor rye complex) using the randomized block's method of a three-factorial (cultivars: *Drop*, *Mila*; irrigation: control, with irrigation; N-fertilization: $N_1=75$ kg N/ha, $N_2=125$ kg N/ha) split-plot system with three replications. Potatoes were cultivated using the full dose of farmyard manure (35 t/ha), 80 kg P_2O_5 /ha and 140 kg K_2O /ha. The forecrop was leguminous-cereal crop mixture. No herbicide was used. An assessment of state of weed infestation have been conducted before harvesting using numerical-gravimetric method (Bieszczad and Pekarnik 1990). Climatic conditions and irrigation of experiments are characterized in Table 1.

TABLE 1. Course of weather and sprinkler irrigation in Kruszyn Krajeński during the years 1994 - 1997 on the background of the long - term values.

Years	Month					
	IV	V	VI	VII	VIII	IV - VIII
Air temperature [°C]						
1949-1995	7,2	12,7	16,2	17,9	17,3	14,4 *
1994-1997	7,4	12,1	16,1	18,9	18,8	14,7
Precipitation [mm]						
1891-1980	35	52	57	76	60	280 **
1994-1997	21	61	54	67	63	266
Irrigation rates [mm]						
1994-1997	<i>Mila</i>	0	0	26	56	47
	<i>Drop</i>	0	0	26	56	37
						129 **
						119

* - average value, ** - sum

Results and discussion

Sprinkler irrigation significantly increased dry matter of weeds (Tab. 2 and Fig.1). Simillar results have been obtained previously by other authors in better soil conditions (Bieszczad and Pekarnik 1990, Rojek 1980) while in experiments of Karczmarczyk et al. (1983), irrigation in most cases decreased weeds' weight.

In spite of insignificant impact of irrigation on the number of weeds, a

TABLE 2. Weed infestation of potatoes (4 year and 2 cultivar average)

Treatment	N ₁	N ₂	Average
Dry matter of weeds [g/m ²]			
Non-irrigated	34,8	28,0	31,4
Irrigated	145,6	148,3	146,9
Average	90,2	88,1	89,2
Number of weeds [pcs/m ²]			
Non-irrigated	52,2	45,5	48,8
Irrigated	82,7	72,5	77,6
Average	67,4	59,0	63,2

LSD_{0,05} for irrigation: dry matter (30), number of weeds (n.s.), n.s.- not significant
for N-fertilization: dry matter (n.s.), number of weeds (n.s.)

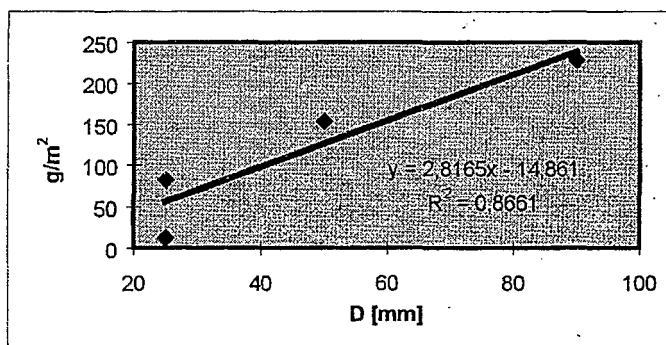


FIG.1. Relationship between irrigation rate of August and dry matter of weeds on irrigated plot cv. *Mila* fertilized by rate of 125 kg N/ha.

growth tendency has occurred, average during four years studied. Also Rojek (1980) has noted an increase of the number of weeds in irrigated potato canopy whereas in other experiments the tendency was opposite (Karczmarczyk et al. 1983). Increasing nitrogen fertilizing usually decreased weed infestation of potatoe canopy (Tab.2) both on non-irrigated and irrigated treatments. It is conformable to other autors' results (Bieszczad and Pekarnik 1990, Karczmarczyk et al. 1983, Rojek 1980).

The results can be usefull in planning of integral methods of weeds control.

Conclusions

- Sprinkler irrigation significantly increased dry matter of weeds.
- The number of weeds on the surface unit was higher under irrigation as compared to control treatments.
- Increasing nitrogen fertilization in most cases decreased weed infestation of potatoes' canopy.

Literature

BIESZCZAD ST., PEKARNIK K. 1990. *Zachwaszczenie roślin okopowych w warunkach deszczowania i zróżnicowanego nawożenia mineralnego*. Zesz. Nauk. AR Wrocław 195, Melioracja XXXVIII: 145-158.

- KARCZMARCZYK ST., HOFFMAN-KĄKOL I., STANKIEWICZ J. 1983. *Porównanie plonowania ziemniaków i buraków cukrowych uprawianych na glebie lekkiej z zastosowaniem deszczowania i zróżnicowanego nawożenia mineralnego. Cz. II. Zachwaszczenie łąnów*. Zesz. Nauk. AR Szczecin 100: 59-65.
- PESZEK J., GRZELAK B. 1990. *Wpływ deszczowania i nawożenia azotem na plonowanie ziemniaków na glebie bardzo lekkiej*. Zesz. Nauk. ATR Bydgoszcz 174, Rolnictwo 30: 115-126.
- ROJEK ST. 1980. *Wpływ deszczowania i nawożenia azotowego na zachwaszczenie łąnu ziemniaków późnych*. Zesz. Nauk. AR Wrocław 128, Melioracja XXIII: 57-61.

Summary

Effect of sprinkler irrigation and nitrogen fertilization on weed infestation of potatoes canopy on a poor sandy soil. On the basis of field experiments conducted during the years 1994-1997 concerning the effect of sprinkler irrigation and nitrogen fertilization on weed infestation of potatoes on the very light soil, it was concluded that irrigation significantly increased the weight of weeds and influenced on their greater number on the surface unit. Increasing nitrogen fertilizing in most cases decreased weed infestation of potatoes.

Stanisław Rolbiecki
Jerzy Peszek
Roman Rolbiecki
ul. Bernardyńska 6
85-029 Bydgoszcz

BADANIA NAD TECHNOLOGIĄ NAWADNIANIA I NAWOŻENIA MELONA W UPRAWIE POD OSŁONAMI

RESEARCHES ON IRRIGATION AND FERTIGATION OF MELON IN A GREENHOUSE CONDITIONS.

Wiesław Ptach, Marcin Kowalski

Katedra Kształtowania Środowiska i Melioracji

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wstęp

Charakterystyczną cechą mikronawodnień jest bardzo oszczędne wykorzystanie wody, nawozów i energii niezbędnej do dostarczenia ich roślinom, wynikające z możliwości doprowadzenia wody lub roztworów nawozowych w pobliże strefy korzeniowej roślin. Taki sposób nawadniania i nawożenia ogranicza straty wody na parowanie z powierzchni roślin i gleby oraz zwiększa efektywność wykorzystania nawozów [Pierzgalski E., 1990; Pierzgalski E., Jeznach J., 1993]..

Utrzymanie wilgotności gleby na wysokim poziomie, ma obok zaspokajania potrzeb wodnych roślin, duże znaczenie dla pobierania składników pokarmowych przez ich korzenie. Stosowanie dużych dawek nawozowych przy małej wilgotności gleby prowadzi do wzrostu stężenia soli nawozowych w wodzie glebowej, co powoduje zmniejszenie potencjału osmotycznego i utrudnienie pobierania wody i nawozów przez roślinę [Hewelke P., 1993]. Utrzymanie wilgotności gleby na odpowiednio wysokim poziomie jest więc czynnikiem wpływającym na optymalne wykorzystanie nawożenia, lecz przy nadmiarze wody w glebie może wystąpić zanieczyszczenie wód gruntowych spowodowane wymywaniem soli nawozowych [Pierzgalski E., Jeznach J. i in., 1995].

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań nad technologią nawadniania i nawożenia nowych genotypów melona za pomocą systemów nawodnień kroplowych i wglebnych.

Zakres i metodyka badań

Badania nad nawodnieniem i nawożeniem melona realizowane były w okresie jednego sezonu wegetacyjnego, w kontrolowanych warunkach doświadczeń szklarniowych. Doświadczenie zlokalizowano na polu doświadczalnym *Wolica*, należącym do Katedry Genetyki, Hodowli i Biotechnologii Roślin SGGW.

Eksperyment przeprowadzono w tunelu foliowym o długości 30 m i szerokości 6 m, w którym dla celów eksperymentu wyodrębniono cztery poletka doświadczalne. Przed rozpoczęciem doświadczenia wykonano analizę właściwości chemicznych i fizyko-wodnych gleby (Tab.1). Wykazała ona, iż do głębokości 0,8 m profil glebowy tworzy piasek gliniasty, posiadający największe zdolności retencyjne w przypowierzchniowej warstwie gleby (5-10 cm)

Tab. 1 Właściwości fizyczne gleby
Physical soil properties

Lp.	Głębokość Depth [cm]	Procentowa zawartość cząstek o średnicy w mm Grain size distribution (%) mm				Przepusz- -czalność Permeabi- -lity [m s ⁻¹]	Wilgotność przy Water content pF 2,0 [%]	Wilgotność przy Water content pF 4,2 [%]	Nazwa grupy mechanicznej Soil kind
		1-0,1	0,1- 0,05	0,05- 0,02	< 0,02				
1	5-10	59	11	21	9	-	34	15	psp loamy sand
2	25-30	49	9	30	12	2,9 10 ⁻⁶	18	4	pglp light loamy sand
3	55-60	86	7	2	5	5,2 10 ⁻⁶	13,5	3	ps loamy sand
4	75-80	69	15	5	11	-	-	-	pgl. light loamy sand

Wyniki analizy chemicznej wykazały, iż ze względu na zbyt niski poziom NPK, przed wysadzeniem roślin gleba wymaga uzupełnienia nawozami. W tym celu podano: 0,072 kg ha⁻¹ superfosfatu potrójnego, 0,216 kg ha⁻¹ saletry amonowej, 0,072 kg ha⁻¹ siarczanu potasu. Nawozy dokładnie wymieszano z glebą do głębokości 20 cm, po czym gleba przykryta została czarną folią ogrodniczą ograniczającą ewaporację oraz wzrost chwastów.

Zaprojektowany dla celów eksperymentu system nawadniający składał się z czterech części, pozwalających na niezależne nawodnienie i nawożenie wyodrębnionych poletek. Zastosowano w nim dwa rodzaje mikronawodnień: kroplowe i wgłębne oraz dwie metody sterowania nimi: automatyczną i manualną. Uzyskano więc cztery warianty doświadczenia:

- nawodnienie kroplowe sterowane automatycznie
- nawodnienie kroplowe sterowane manualnie
- nawodnienie wgłębne sterowane automatycznie
- nawodnienie wgłębne sterowane manualnie

Do nawodnień i fertygacji wykorzystano linię kroplującą NAAN-PAZ 25 o średnicy 20 mm i emiterach bez kompensacji ciśnienia oraz rozstawą między nimi wynoszącą 0,5 m. Na każdym z poletek równoległe do rzędów roślin ułożono cztery przewody o długości 13,5 m, tak że jedna linia przypadała na jeden rząd melonów. W sektorach

nawadnianych kropłowo linie zainstalowano na powierzchni gleby pod folią ogrodniczą w odległości ok. 5 cm od rzędów, natomiast przewody do nawodnień wgłębnych ułożono pod powierzchnią gleby na głębokości 30 cm. Sterowanie i kontrolę nad nawodnieniem i fertygacją sprawowano za pomocą dwu węzłów regulująco-kontrolnych. W węzłach zainstalowano: dozowniki nawozów *Dosatron*, filtry dyskowe *Arkal*, elektroniczne sterowniki nawodnień wraz z zaworami elektromagnetycznymi oraz wodomierze.

Rozsadę melona odmiany *Melba* wysadzono na zagony 19 czerwca w rozstawie 0,5 x 0,7 m. (2,8 roślin/m²). W okresie wzrostu rośliny prowadzono pionowo na jeden pęd. Przeprowadzono ponadto opryski środkami grzybobójczymi *Brawo* i *Curzate*. Kwiaty zapylano ręcznie. Owoce zbierano sukcesywnie w miarę ich dojrzewania. Zbiór owoców rozpoczęto 24 września, a zakończono 29 października.

W trakcie wegetacji rośliny nawożono płynnym, wieloskładnikowym nawozem *Florowit* (Tab. 2), wykorzystując do tego system nawadniający. Nawóz ten podawano w postaci roztworu o stężeniu 0,4 %.

Tab. 2

Skład chemiczny płynnego nawozu *Florowit*, stosowanego w badaniach.

Chemical composition of liquid fertilizer *Florowit*

składnik element	zawartość concentration	składnik element	zawartość concentration
N - NH ₄	2,3 %	Mn	150 mg dm ⁻³
N - NO ₃	0,7 %	Mb	20 mg dm ⁻³
K	2 %	Zn	150 mg dm ⁻³
Cu	70 mg dm ⁻³	Oraz (and):	
Fe	400 mg dm ⁻³	Mg, Ca, S, B	

Nawodnienie realizowano w dwu, różnych technologiach. W systemach sterowanych automatycznie wodę wprowadzano do gleby w dwu jednakowych dawkach w ciągu doby. Poprzez systemy sterowane manualnie nawodnienie realizowano w postaci jednej dawki dobowej odpowiadającej sumie dawek z nawodnienia automatycznego, wynoszącej w trakcie trwania doświadczenia, średnio 4 mm.

Zastosowane dawki nawodnieniowe musiały w pełni pokrywać zapotrzebowanie roślin, ponieważ zakres badań wykluczał możliwość sprawdzenia wpływu niedoborów wody na plon.

W celu ciągłego monitorowania zmian zachodzących w glebie po nawodnieniu i nawożeniu zastosowano wykorzystując do tego celu technikę reflektometrii czasowej. Metoda ta pozwala na wykonywanie nieniszczących, jednoczesnych i stosunkowo szybkich pomiarów wilgotności, przewodności elektrycznej i temperatury gleby [Malicki E., 1990]. Celowość doboru tej techniki

pomiarowej do badań nad mikronawodnieniami potwierdzona została już we wcześniejszych eksperymentach badawczych [Ptach W., 1997]

Przemieszczanie się wody i roztworu nawozowego w profilu glebowym obserwowano rejestrując zmiany uwilgotnienia i przewodnictwa elektrycznego na kolejnych jego poziomach. Do pomiarów tych wielkości zastosowano miernik FOM/mts skonstruowany w Instytucie Agrofizyki w Lublinie oraz zainstalowane uprzednio w profilach glebowych elektrody pomiarowe. W badaniach zastosowano elektrody typu FP/mts zainstalowane na głębokościach 10 cm, 40 cm i 60 cm. Pomiaru wykonywano trzy razy dziennie o stałych porach (10:00, 14:00, 18:00).

Wyniki i dyskusja

Wyniki pomiarów uwilgotnienia i zasolenia profilu glebowego w poszczególnych jego warstwach dla nawodnień kropkowych i wglębnych sterowanych automatycznie i 16 realizowanych cyklach nawożenia przedstawiono na rysunku 1.

W czasie trwania nawadniania wilgotność gleby przy systemie nawodnień wglębnych w badanych warstwach gleby podlegała niewielkim wahaniom i zawierała się w przedziale od 13% do 19%. Nawodnienie kropkowe zapewniało największą wilgotność na głębokości 40 cm, a więc w strefie korzeniowej roślin, gdzie wynosiła ona około 28%. Na głębokości 10 cm wilgotność była o około 3% mniejsza, natomiast na głębokości 60 cm kształtowała się podobnie, jak przy nawodnieniu wglębnym.

Zasolenie profilu glebowego na głębokości 10 cm przy nawodnieniu kropkowym wzrosło po pierwszym nawodnieniu z $0,004 \text{ Sm}^{-1}$ do $0,038 \text{ Sm}^{-1}$. W trakcie doświadczenia przewodność elektryczna ulegała niewielkim zmianom i przy nawodnieniu kropkowym utrzymywała się na poziomie od $0,027 \text{ Sm}^{-1}$ do $0,033 \text{ Sm}^{-1}$, natomiast przy nawadnianiu wglębnym $0,005 \text{ Sm}^{-1} \div 0,011 \text{ Sm}^{-1}$.

Na głębokości 40 cm po pierwszej dawce nawodnieniowej przy nawodnieniu kropkowym osiągnęła poziom $0,04 \text{ Sm}^{-1}$ następnie systematycznie spadała. Na końcu okresu nawadniania wynosiła ok. $0,018 \text{ Sm}^{-1}$. Po zakończeniu okresu nawadniania zasolenie nieznacznie spadło. Przy nawadnianiu wglębnym w czasie całego doświadczenia przewodność elektryczna na tej głębokości utrzymywała się na poziomie około $0,005 \text{ Sm}^{-1}$.

Na głębokości 60 cm po wykonaniu pierwszego nawodnienia przewodność elektryczna przy obydwu technologiach nawodnienia wzrosła z $0,001 \text{ Sm}^{-1}$ do około $0,008 \text{ Sm}^{-1}$ i utrzymywała się na tym poziomie. Po dwukrotnym zwiększeniu dawki polewowej przy nawodnieniu kropkowym przewodność zwiększyła się o około $0,004 \text{ Sm}^{-1}$, natomiast przy nawodnieniu kropkowym pozostała bez zmian.

Wskaźnikiem oceny zastosowanych technologii mogą być wyniki przeprowadzonych badań nad wielkością i jakością uzyskanego w doświadczeniu plonu [Niemirowicz-Szczytt K., Korzeniewska A., 1996; Jeznach M., Wawrzyniak A., Hamułka J., 1996].

Analiza ogólnego plonu owoców melona wykazała najlepsze wyniki produkcyjne (1,6 kg/roślinę) przy zastosowaniu nawodnienia wgłębnego i całkowitej dawki nawozowej aplikowanej w 4 częściach, kombinacja ta dawała również najwyższą średnią masę owocu handlowego (Tab.3). Największy plon nasion (26 g/roślinę) uzyskano przy zastosowaniu nawodnienia kropłowego i całkowitej dawki nawozowej aplikowanej w 4 częściach. Największe owoce odznaczające się największą grubością miąższu uzyskano w systemie nawodnień kropłowym i całkowitej dawce nawozowej aplikowanej w 4 częściach [Niemirowicz-Szczytt K., Korzeniewska A., 1996]. Najwyższą zawartością suchej masy, witaminy C i β -karotenu charakteryzował się melon nawadniany kropłowo, manualnie [Jeznach M., Wawrzyniak A., Hamułka J., 1996].

Wnioski

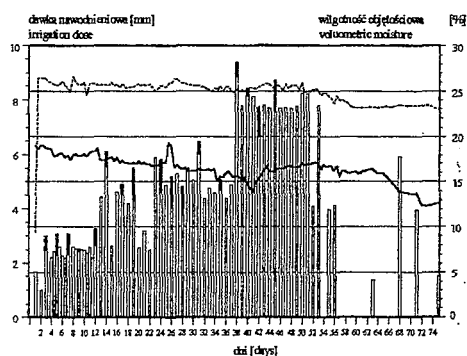
Wilgotność i zasolenie profilu glebowego malały wraz z głębokością, oznacza to, że przy stosowanych dawkach nie zaistniało niebezpieczeństwo wymycia nawozów i zanieczyszczenia wód gruntowych związkami nawozowymi dostarczanyymi przez system nawadniający.

Badanie przewodności elektrycznej profilu glebowego wykazało równomierny rozkład zasolenia w badanym profilu glebowym przy nawodnieniu wgłębnym. Nawodnienie kropłowe powodowało największe zasolenie na głębokości 10 cm, na której substancje nawozowe nie są łatwo dostępne dla korzeni roślin, dlatego dla pokroju roślin korzystniejsze było nawadnianie wgłębne.

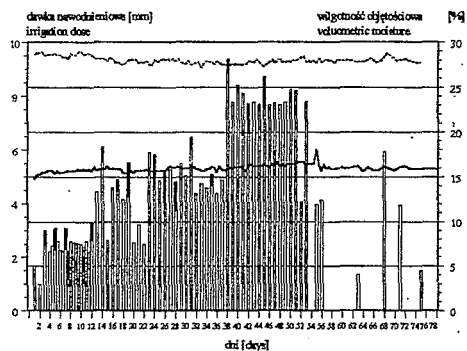
Zastosowana technologia uprawy dała bardzo dobre wyniki ze względu na wielkość i jakość plonu we wszystkich kombinacjach nawodnienia i nawożenia.

Plon owoców melona był wysoki we wszystkich zastosowanych wariantach nawodnienia i nawożenia. Wysokość plonu była średnio czterokrotnie wyższa niż średni plon w uprawie polowej w naszym kraju. Plon nasion był również wysoki, znacznie wyższy niż średni plon nasion w Polsce [Sady W., 1994]. Stawiając jako kryterium jakość plonu najlepsze efekty uzyskano stosując nawodnienie wgłębne i kropłowe, w których stosowano jedną dawkę nawodnieniową dziennie (średnio 4mm), zaś nawożenie wykonywano raz w tygodniu ($28 \text{ cm}^3 \text{ m}^{-2}$).

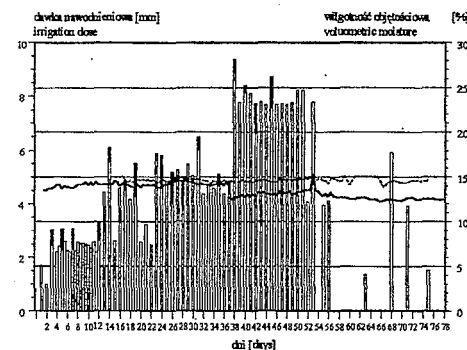
W doświadczeniu stosowano duże dawki polewowe, gdyż ze względu na cenny materiał biologiczny (nowy genotyp melona), nie można było przesuszyć gleby i doprowadzić do straty plonu. W sumie zużycie wody w tunelu w przeprowadzonym doświadczeniu wynosiło około 300 mm w ciągu 74 dni, co



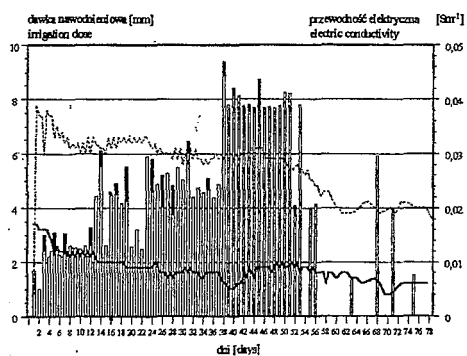
uwilgotnienie gleby na głębokości 10 cm



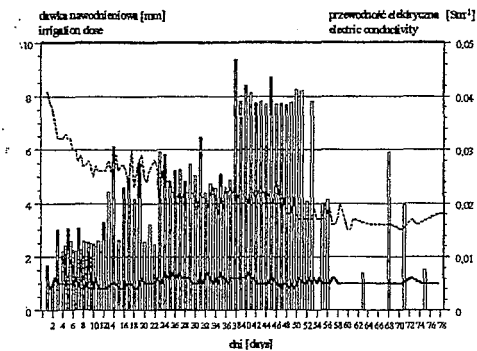
uwilgotnienie gleby na głębokości 40 cm



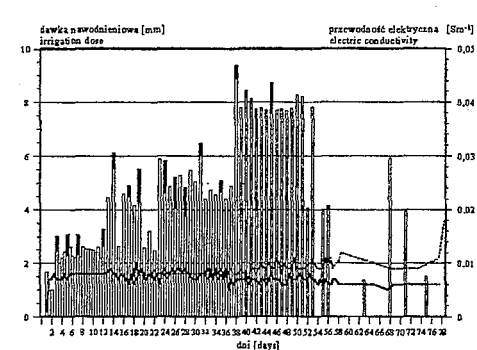
uwilgotnienie gleby na głębokości 60 cm



przewodność elektryczna gleby na głębokości 10 cm



przewodność elektryczna gleby na głębokości 40 cm



przewodność elektryczna gleby na głębokości 60 cm

nawodnienie kroplowe
surface drip irrig. — — — —

nawodnienie wgłębne
subsurface drip irrig. — — — —

nawodnienie
irrigation □

fertygacja
fertilization ■

Rys. 1 Przebieg zmian uwilgotnienia i zasolenia profilu glebowego dla różnych wariantów nawodnienia i nawożenia

Fig. 1 Changes of soil moisture and electrical conductivity at three soil depths under different irrigation systems

Tab. 3. Analiza plonu owoców i nasion melona w czterech kombinacjach nawodnienia i nawożenia.
Analysis of fresh yield, marketable yield and seeds yield of melon.

Kombinacja nawodnienia	Plon owoców (kg/roślinę) Fruit yield (kg/plant)		Śr. masa owocu handl. (kg)	Plon nasion	Procent kiełk. nasion	Plon owoców (tony/ha)	Opis owoców Fruit description					
	ogólny	handlowy	Average mass of marketab. fruit [kg]	[g/roślinę] Seeds yield	Percent. of sprouting seeds [%]	Fruit yield [ton/ha]	Średnica owocu pion. – poziom. Fruit diameter vertic.-horizont. [cm]		Grubość miąższu Pulp thickness [cm]	Zawartość suchej masy Dry mass [g/100g]	Zawartość witaminy C Vitamin C concentration [g/100g]	Zawartość β-kerotenu β-keroten concentration [μg/100g]
kropłowe ster. automat. surface, automat.contr.	1,3	1,1	0,9	17	95	36,4	18	11	3,5	8,74 ± 0,17	28,36 ± 2,54	683,50 ± 20,47
kropłowe ster. manual. surface, manual contr.	1,5	1,3	0,85	26	93	42	17,6	10,3	2,8	9,69 ± 0,2	30,15 ± 1,84	710,57 ± 22,54
wgłębne ster.automat. subsurface, automat.contr.	1,4	1,3	0,92	17,3	93	39,2	18,3	10,9	2,9	8,02 ± 0,27	29,60 ± 1,32	689,42 ± 19,90
wgłębne ster. manual. subsurface, manual contr.	1,6	1,4	0,94	20,5	92	44,8	15,9	10,2	2,9	9,49 ± 0,22	27,96 ± 2,71	700 ± 25,85

Literatura

- HEWELKE P. 1993: Podstawy regulowania wilgotności gleby za pomocą nawodnień kroplowych. Wyd. SGGW str. 161.
- JEZNACH M., WAWRZYNIAK A., HAMUŁKA J., 1996: Wielokryteriowa ocena ilości i jakości plonu nowych odmian melona i papryki. KEKiGD Wydział Żywnienia Człowieka SGGW w Warszawie. Maszynopis.
- MALICKI M. A., 1993: Wpływ fizycznych właściwości gleby na elektryczne parametry układu elektrody/gleba w aspekcie pomiaru jej wilgotności i zasolenia. Acta Agrophysica, Lublin, str. 108.
- NIEMIROWICZ-SZCZYTT K., KORZENIEWSKA A., 1996: Kontrola i ocena rozwoju nowych genotypów melona i papryki. KGHIBR Wydział Ogrodniczy SGGW w Warszawie. Maszynopis.
- PIERZGALSKI E. 1990: Regulowanie uwilgotnienia gleby za pomocą nawodnień wgłębnych. Wyd. SGGW-AR, str. 111.
- PIERZGALSKI E., JEZNACH J. i in., 1995: Kropłowe i wgłębne nawadnianie i nawożenie intensywnie uprawianych warzyw z uwzględnieniem ich jakości. KMRiL, Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW, Maszynopis, str. 95.
- PIERZGALSKI E., JEZNACH J., 1993: Nawożenie za pomocą sieci nawadniającej. Współczesne problemy melioracji. Wyd. SGGW, str. 211-216.
- PTACH W., 1997: Badania modelowe nawodnień wgłębnych z wykorzystaniem miernika TDR. Przegląd Naukowy Wydz. Melioracji i Inżynierii Środowiska, Wyd. SGGW, str. 117-128
- SADY W., 1994: Uprawa warzyw w polu. Wyd. SGGW, ss. 187-194.

Summary

Researches on irrigation and fertigation of melon in a greenhouse conditions.

In this paper results of a fertigation experiment on a *Wolica* exp. station, during the 1996 growing season are presented. The objective of this researches was to optimize irrigation and fertilization in a greenhouse horticulture to prevent ground water pollution without decreasing the yield. Total yield, yield quality, soil moisture and solution movement in soil was monitored and compared on four greenhouse fields (3x6 m.), where two drip irrigation systems (surface and subsurface) were installed and liquid fertilizer *Florovit* was applied in two combinations of rates.

Maximum fruit yield was observed in combination: subsurface drip irrigated plant with one irrigation daily (average 4 mm), and one fertigation weekly (28 cm³ m.⁻² of fertilizer). Maximum seeds yield was observed in combination: surface drip irrigated

plant with one irrigation daily (average 4 mm), and one fertigation weekly ($28 \text{ cm}^3 \text{ m}^{-2}$ of fertilizer). In all combinations measurements of soil moisture and salinity didn't show leaching of soil solute below 60 cm depth.

Wiesław Ptach

Marcin Kowalski

Katedra Kształtowania Środowiska i Melioracji

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

ul. Nowoursynowska 166

02-787 Warszawa

ZBIORNIKI DLA WÓD DRENARSKICH

WATER RESERVOIRS FOR DRAINAGE WATERS

Andrzej Wanke

Katedra Kształtowania Środowiska i Melioracji

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wstęp

Zasoby wód Polski, określane jako średnie opadów z wielolecia, wynoszą około 200 km^3 z czego odpływ wynosi około 60 km^3 (GUS 1997). Zawiera się w nim woda z drenowań rolniczych, które można oszacować na około 3 km^3 co stanowi 5% odpływu ogólnego.

Przy ciągle rosnącym deficycie wodnym Polski zatrzymanie tych wód w krajobrazie umożliwiłoby istotne łagodzenie tego deficytu.

Gromadzenie wód w zbiornikach eliminowałoby biogeny, przywracało zasilanie zasobów wód podziemnych, stanowiło rezerwę wody do nawodnień i pełniło istotną rolę w kształtowaniu lokalnych mikroklimatów oraz szereg funkcji społecznych jakie związane są z otwartym lustrem wody.

Rodzaje, typy i usytuowanie zbiorników

Naturalnymi zbiornikami dla wód drenarskich mogą być oczka wodne występujące często na terenach polodowcowych w obniżeniach terenowych (Kosturkiewicz, Szafranski 1988).

Można wyróżnić ich cztery typy:

- źródłowe, bez rowu dopływowego i odpływowego,
- dopływowe, zasilane głównie spływami powierzchniowymi,
- dopływowe, stanowiące początek rowu odpływowego,
- przepływowe.

Drugim rodzajem są zbiorniki sztuczne:

- śródpolne, sytuowane na trasach rowów odpływowych drenarskich w sprzyjających ukształtowaniach terenowych,
- wąwozowe.

Zbiorniki naturalne jak i sztuczne można podzielić na rozległe i płytkie oraz głębokie, przy piętrzeniu wyższym od 2 m o niedużej powierzchni lustra wody do 1

ha. Rozróżnienie to warunkuje przyjęcie rodzaju zabudowy biologicznej i warunków eksploatacji.

Wszystkie typy i rodzaje zbiorników, w zależności od objętości dopływających wód drenarskich, można ocenić jako spełnione lub nie. Spełnione to takie, których pojemności eksploatacyjne równoważą się lub będą większe od objętości wód drenarskich. Nie spełnione natomiast gdy nie pomieszczą wszystkich wód drenarskich a ich część nadal będzie odpływać poza obiekt.

Objętość wód drenarskich

Odpływy z sieci drenarskich następują gdy gleba nad sączkami jest nasycona wodą powyżej wilgotności pojemności polowej, czyli w porach glebowych pojawia się woda wolna. Dotyczy to w większości okresu zimowo-wiosennego. Średnie wieloletnie wielkości odpływów oraz okresy ich występowania identyfikowane są w wyniku prowadzenia wieloletnich obserwacji terenowych. Z uwagi jednak na brak takiego systemu monitoringu Kosturkiewicz i Szafrński (1998) proponują określać wskaźnik odpływów jako 50% sumy opadów półrocza zimowego (XI-IV). Tak określane wielkości zawierają się przeważnie w przedziale 90-110 mm będąc o 5-10% zawyżone dla terenów pasa środkowego Polski i o tyleż zaniżone dla części północnej i południowej. Nie umniejsza to jednak znaczenia tej metody, która w sposób prosty i wystarczająco dokładny pozwala na ocenę ilości wody odprowadzanej przez drenowania.

Straty wody ze zbiorników na parowanie i przesiąki gruntowe

W półroczu letnim (V-X) parowanie przewyższa opady a różnica sprawia, że przy braku dopływów, wody w zbiornikach ubywa. Obniżanie się poziomu wody w zbiorniku z tego powodu, w poszczególnych miesiącach lub w całym półroczu letnim, można oszacować przyjmując średnie wielkości parowania z wolnej powierzchni wody (IMGW 1973), pomniejszając je o średnie opady.

Określenie wielkości strat na przesiąki jest trudniejsze gdyż zależy ono od wyczerpywania się zasobów wód gruntowych w otoczeniu zbiornika, wielkości filtracji oraz napełnienia zbiornika. Można je określić np. z zależności podanych przez Ostromęckiego (1969):

$$q = e \cdot l \quad (1)$$

$$l^2 = \frac{k \left[(D + H)^2 - h^2 \right]}{e} \quad (2)$$

gdzie:

q - przesiąki gruntowe na 1mb brzegu zbiornika [m^2/d],

e - średnia intensywność rozchodów na parowanie z powierzchni wody gruntowej [m/d], (w przybliżeniu można przyjąć wartość dobowego parowania z wolnej powierzchni wody),

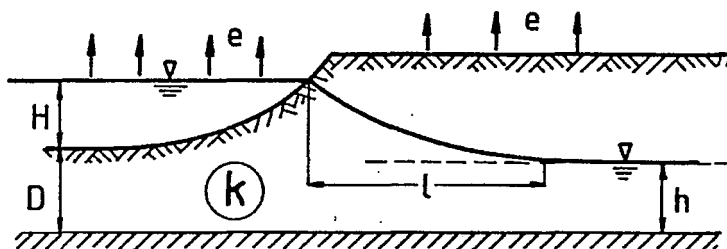
l - zasięg krzywej depresji [m], jak na rys.1.,

k - współczynnik filtracji gruntu w dnie zbiornika [m/d],

D - głębokość do warstwy nieprzepuszczalnej pod dnem zbiornika [m],

H - głębokość wody w zbiorniku [m],

h - głębokość do warstwy nieprzepuszczalnej od poziomu wody gruntowej [m].



Rys.1. Schemat hydrauliczny do określania strat na przesłanki gruntowe ze zbiornika. *Hydraulic scheme for determination of seepage flow from reservoir.*

Straty na przesłanki gruntowe na groblowych brzegach zbiornika należy rozpatrywać w zależności od tego czy są posadowione na podłożu nieprzepuszczalnym (rys.2.) czy przepuszczalnym (rys.3.). Określenie ich wielkości w przypadku podłoża nieprzepuszczalnego można uzyskać przy pomocy równania (Szymański 1987):

$$q_z = k_z \cdot \frac{H^2}{2L} \quad (3)$$

gdzie:

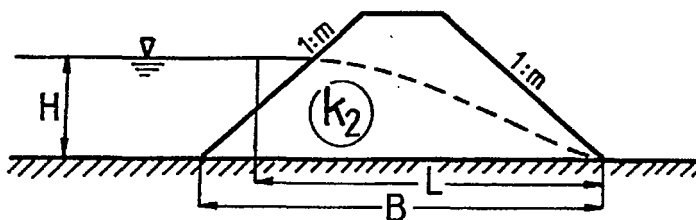
L - (B-0,5·m) szerokość zastępcza, [m]

k_z - współczynnik filtracji gruntu grobli [m/d],

B - szerokość podstawy grobli [m],

m - nachylenie skarpy odwodnej,

H - głębokość wody w zbiorniku [m].



Rys. 2. Schemat hydrauliczny do określania strat na przesiąki przez groblę.
Hydraulic scheme for determination of seepage through a dam.

Przy groblach posadowionych na podłożu przepuszczalnym przesiąki gruntowe określa się jako sumę przesiaków przez groblę q_z (liczone jak poprzednio) i przez podłoże przepuszczalne q_p .

$$q = q_z + q_p \quad (4)$$

gdzie:

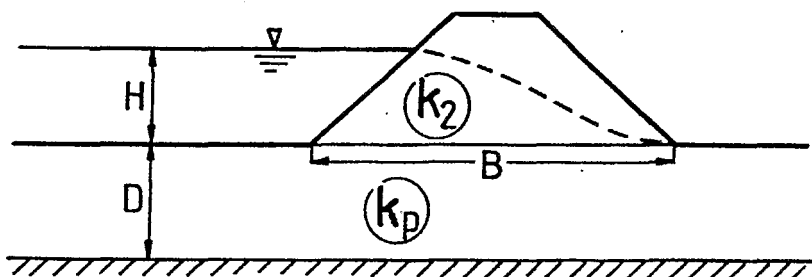
$$q_p = k_p \frac{H \cdot D}{B \cdot n} \quad (5)$$

k_p - współczynnik filtracji podłoża [m/d],

n - współczynnik empiryczny zależny od stosunku $B : D$,

B:D	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1m87

D - głębokość do warstwy nieprzepuszczalnej pod groblą [m].



Rys. 3. Schemat hydrauliczny do określania strat na przesiąki przez groblę posadowioną na podłożu przepuszczalnym. *Hydraulic scheme for determination of seepage through a dam constructed on permeable layer.*

Adaptacja terenu pod zbiornik

Przygotowanie obniżenia terenowego przeznaczonego na zbiornik polega przede wszystkim na usunięciu z jego powierzchni roślinności i wierzchniej warstwy próchnicznej gleby. Oczyszczenie dna jest konieczne dla utrzymania w zbiorniku czystej wody. Zebraną glebę należy rozplantować wzdłuż brzegów zbiornika co zapobiegnie ich zabagnieniu.

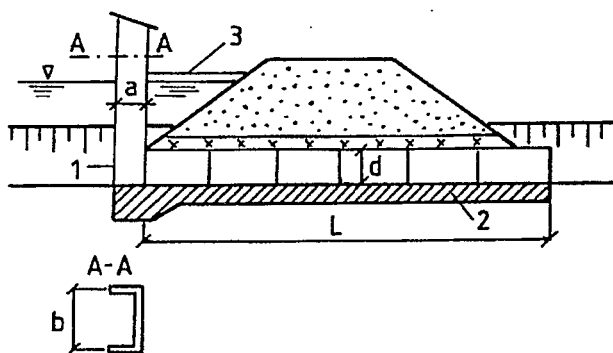
Spiętrzenie wody wymaga wybudowania grobli, która swą wysokością powinna przewyższać o minimum 0,5 m najwyższy poziom wody. Szerokość grobli w koronie nie powinna być natomiast mniejsza od 2 m. Grunt na budowę grobli najlepiej czerpać z dna przyszłego zbiornika. Uzyskuje się wówczas jego pogłębienie, co jest bardzo korzystne ze względu na powiększenie pojemności. Groblę od strony odwodnej należy obsypać ziemią organiczną, wcześniej usuniętą, z dna zbiornika.

W przypadku stwierdzenia możliwości zaistnienia nadmiernych ucieczek wody przez przesiąki gruntowe dna zbiornika należy uszczelnić najlepiej 5-10 cm warstwą rozdrobnionej a następnie zagęszczonej gliny oraz przykryć 5 cm warstwą żwiru lub piasku grubego. Ochroni on wodę zbiornika przed mętnieniem przez wypłukiwanie cząstek spławialnych z gliny. Gdy w podłożu występują utwory słabo przepuszczalne też należy je przykryć żwirem lub grubszym piaskiem z tego samego powodu.

W przypadku zamykania wąwozów, z natury posiadających strome skarpy, dolne ich partie, które znajdują się pod wodą, należy oczyścić z roślinności i ubezpieczyć, najlepiej narzutem kamiennym, co zapobiegnie ewentualnym ich zsuwom. Nie występuje tu na ogół zagrożenie nadmiernej ucieczki wody ze zbiornika ze względu na naturalne uszczelnienie dna wąwozu wynikające ze spływów erozyjnych. Dlatego też nie należy tu usuwać wierzchniej warstwy gleby a jedynie pokryć ją warstwą żwiru lub piasku, wskazane jest natomiast uszczelnienie grobli zamykającej wąwóz od strony wody.

Budowla piętrząca

Piętrzenie wody w zbiorniku, jak również jego opróżnienie w razie konieczności, zapewni budowla zwana mnichem (rys.4.). Mnich będzie usytuowany w grobli zamykającej, w osi rowu odpływowego. Powierzchnia przekroju leżaka powinna być tak duża aby w przypadku wypełnienia zbiornika i dalszym dopływie wody drenarskiej, mnich mógł ją odprowadzać. W przeciwnym razie doszłoby do przepełnienia zbiornika i zniszczenia grobli. Można oczywiście dokonać stosownych obliczeń, ale najbezpieczniej przyjmować wielkość powierzchni przekroju leżaka kołowego lub prostokątnego równą sumie powierzchni przekrojów wylotów drenarskich w zlewni zbiornika.



Rys. 4. Schemat budowy mnicha: 1 - stojak, 2 - leżak, 3 - kładka; a, b, d, l - wymiary mnicha. *Scheme for construction of hydraulic structure; a, b, d, l - dimensions of hydraulic structure.*

Zasady eksploatacji zbiorników

Podstawowymi parametrami eksploatacyjnymi zbiorników są ich rzędy piętrzenia: maksymalna, normalna i minimalna.

Rzędna napełnienia maksymalnego jest uzależniona lub warunkowana poziomem posadowienia wylotów drenarskich czyli taka, która nie powodowałaby ich podtapiania. W praktyce oznacza to iż tereny drenowania będą się znajdowały o jeden metr wyżej od rzędnej piętrzenia maksymalnego, a obszar znajdujący się niżej i przyległy do lustra wody w zbiorniku będzie stanowił otoczenie zbiornika. W zależności od jego wielkości i spadków może on być przeznaczony na użytek zielony lub teren otuliny ekologicznej. W obu przypadkach jego funkcja ochronna będzie polegać na zatrzymywaniu cząstek gleby i składników chemicznych unoszonych przez wodę przy spływach powierzchniowych, którą to rolę spełniają trawy lub inne rośliny tam rosnące.

Napełnienie normalne. W przypadku gdy otoczenie zbiornika będzie użytkowane jako łąka lub pastwisko, powinno ono odpowiadać utrzymywaniu optymalnego poziomu wody gruntowej dla właściwego wzrostu i rozwoju traw. Gdy skarpy zbiornika są strome, jak np. w zamkniętym wąwozie, i one stanowią obszar otoczenia, napełnienie normalne będzie odpowiadało napełnieniu maksymalnemu.

Konieczność utrzymywania w zbiorniku napełnienia minimalnego, czyli niedopuszczanie do całkowitego jego opróżnienia, wynika z uwarunkowań biologicznych i nie powinno być mniejsze niż 0,5 m w najgłębszym miejscu. Dla spełnienia tego warunku konieczne jest takie uszczelnienie dna aby straty wody na parowanie i przesiąki gruntowe nie były większe niż wynika to z warunków meteorologicznych i okresów braku dopływu wód drenarskich.

Dla eliminacji biogenów dopływających do zbiornika z wodami drenarskimi niezbędna jest ich zabudowa roślinami cechującymi się intensywnym wzrostem, szybkim tempem pobierania i akumulacji makro i mikroelementów, łatwością ich usuwania i odpornością na szkodniki. Mosiej, Renman (1995) podają, że do usuwania zanieczyszczeń pochodzących ze spływów z pól uprawnych, dróg, terenów zurbanizowanych a także odpływów drenarskich wykorzystuje się roślinność wodną (makrofity wynurzone - helofity). Należą do nich: pałka wodna, sitowie, trzcina, manna, turzyce jak również wierzba. Aby nie dopuszczać do wtórnych zanieczyszczeń, poprzez gnicie obumarłych części roślin, wskazane jest usuwanie ich przyrostów. Można je wykorzystywać jako paszę lub kompostować.

Wnioski

1. Gromadzenie odpływów drenarskich w zbiornikach może poprawić bilans wodny kraju poprzez zmniejszenie odpływu.
2. Budowa zbiorników nie wymaga dużych nakładów środków i robocizny ze względu na małe piętrzenia i nieduże pojemności.
3. Zbiorniki mogą stanowić istotny element powiększania retencji wodnej spełniając różnorodne funkcje:
 - rezerw wody na okresy suszy,
 - wzbogacania zasobów wód podziemnych,

- zmniejszania odpływu biogenów do rzek i nie podwyższania w nich stanów w okresach dużych przepływów,
- poprawę wilgotności lokalnych mikroklimatów,
- tworzenia miejsc lokalnej rekreacji.

Literatura

- GŁÓWNY URZĄD STATYSTYCZNY 1997: *Ochrona Środowiska 1997*. Informacje i opracowania statystyczne. Warszawa.
- INSTYTUT METEOROLOGII I GOSPODARKI WODNEJ 1993: *Atlas klimatyczny Polski*. Państw. Przed. Wyd. Kartograficznych. Warszawa.
- KOSTURKIEWICZ A., SZAFRĄŃSKI CZ., 1988: *Wykorzystanie oczek wodnych w drenowaniu*. Wytyczne drenowania gruntów ornych. Zał. 2. IMUZ Falenty.
- OSTROMEŃCKI J., 1969: *Obliczanie nawodnień podsiąkowych*. PWRiL Warszawa; s.31
- MOSIEJ J., RENMAN G., 1995: *Możliwości zastosowania systemów hydrobotanicznych do redukcji związków biogennych pochodzących z obszarowych źródeł zanieczyszczeń*. Mat. konf. „Oczyszczalnie hydrobotaniczne”, Politechnika Gdańska; s. 95-1-4.
- SZYMAŃSKI J., 1987: *Stawy rybne*. Podstawy melioracji rolnych t.2. Praca zbiorowa pod red. P. Prochala. PWRiL, Warszawa.
- WANKE A., 1992: *Analiza warunków zbiornikowania wód drenarskich w Puczniewie*. Mat. konf. nauk. pt. „Gospodarowanie wodą w krajobrazie rolniczym jako element zrównoważonego rozwoju”, SGGW, PAN, Warszawa.

Summary

Water reservoirs for drainage waters. The drainage outflow consists 5% of total runoff from Poland territory. Increase of capacity of small water storage system for drainage water is very important for improvement the water balance in the local catchment scale. The paper presents required conditions for location of small water reservoirs, as well their water balance, functions and principles of their operation.

Andrzej Wanke
 Katedra Kształtowania Środowiska i Melioracji
 Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
 ul. Nowoursynowska 166
 02-787 Warszawa

KONCEPCJA KSZTAŁTOWANIA KRAJOBRAZU ZLEWNI RZECI NER

CATCHMENT NER RIVER LANDSCAPE MANAGEMENT CONCEPT

Dorota Gadomska

Katedra Architektury Krajobrazu

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Wstęp

Zlewnie są naturalnym jednostkami krajobrazowym, które pozwalają na ocenę środowiska w ujęciu systemowym. Pomimo, że w tego typu obszarze przebieg procesów ekologicznych charakteryzuje się znacznym stopniem autarkii to zlewnia jako system ma swoje otoczenie zarówno w sensie dosłownym jak i prawnym oraz skomplikowaną strukturę podsystemów (przyrodniczy, użytkowy, widokowy itd.)(Myjak-Sokołowska E. 1987). Osią tej struktury jest dolina rzeki. W dolinie akumulują się i najjaskrawiej unaoczniają skutki wielu negatywnych procesów przebiegających na pozostałym obszarze zlewni (Nowicki Z. 1992).

Przedmiot i cel badań

Ner jest niewielką rzeką (22,4 km), której zlewnia o pow. 75,2 km² zawiera się niemal w całości w granicach gminy Pleszew w województwie kaliskim. Zlewnia należy do chronionej w skali kraju zlewni Prosny. Podstawowym problemem regionu jest deficyt zasobów wód powierzchniowych i podziemnych. Od 1986 roku prowadzone są intensywne działania na rzecz przewyciężenia kryzysu w gospodarce wodą w gminie oraz w mieście Pleszewie. Ocenia się, że do roku 2000 jakość wód powierzchniowych w obrębie zlewni osiągnie parametry odpowiadające II klasie czystości. Działania te mają charakter interwencyjny a koncentrują się na realizacji trzech programów: a) zaopatrzenia w wodę, b) odprowadzenia i oczyszczania ścieków, c) przeciwdziałania powodziom.

Celem podjętych studiów było opracowanie wskazań do kształtowania krajobrazu zlewni po i w trakcie likwidowania bariery deficytu jakościowego i ilościowego wody. Zakres badań uwypukla koegzystencję funkcjonowania przyrodniczego, gospodarczego, rekreacyjnego i widokowego zlewni .

Narzędziem kształtowania środowiska jest prawny system regulacji gospodarki przestrzennej (Kołodziejwski 1992,Kaftan 1994), przyjęto zatem metodykę charakterystyczną dla planowania przestrzennego i objęła ona:

1. rozpoznanie uwarunkowań zewnętrznych funkcjonowania zlewni - przesłanki wynikające z planowania regionalnego;
2. rozpoznanie uwarunkowań wewnętrznych; opracowanie koncepcji kształtowania krajobrazu zlewni ze wskazaniem obszarów kluczowych - przyczynki do studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego gminy;
3. koncepcja rewitalizacji doliny Neru - wnioski do planu miejscowego.

Uwarunkowania zewnętrzne funkcjonowania zlewni.

Studia na poziomie planowania regionalnego potwierdziły bezwzględny priorytet działań zmierzających do przeciwdziałania jakościowemu i ilościowemu deficytowi wody. Należy szczególnie chronić ujściowy odcinek Neru ze względu na położone w tym rejonie obszary zasobowe wód podziemnych. Należy doprowadzić do ciągłości ekologicznej sąsiadujących ze zlewnią obszarów chronionego krajobrazu. Podstawową funkcją gminy jest rolnictwo. Władze miasta oraz gminy Pleszew mają relatywnie dużą autonomię w kształtowaniu polityki przestrzennego zagospodarowania zlewni, ponieważ na tym obszarze nie przewiduje się inwestycji z zakresu gospodarki wodnej o zasięgu ponadlokalnym.

Diagnoza stanu zlewni

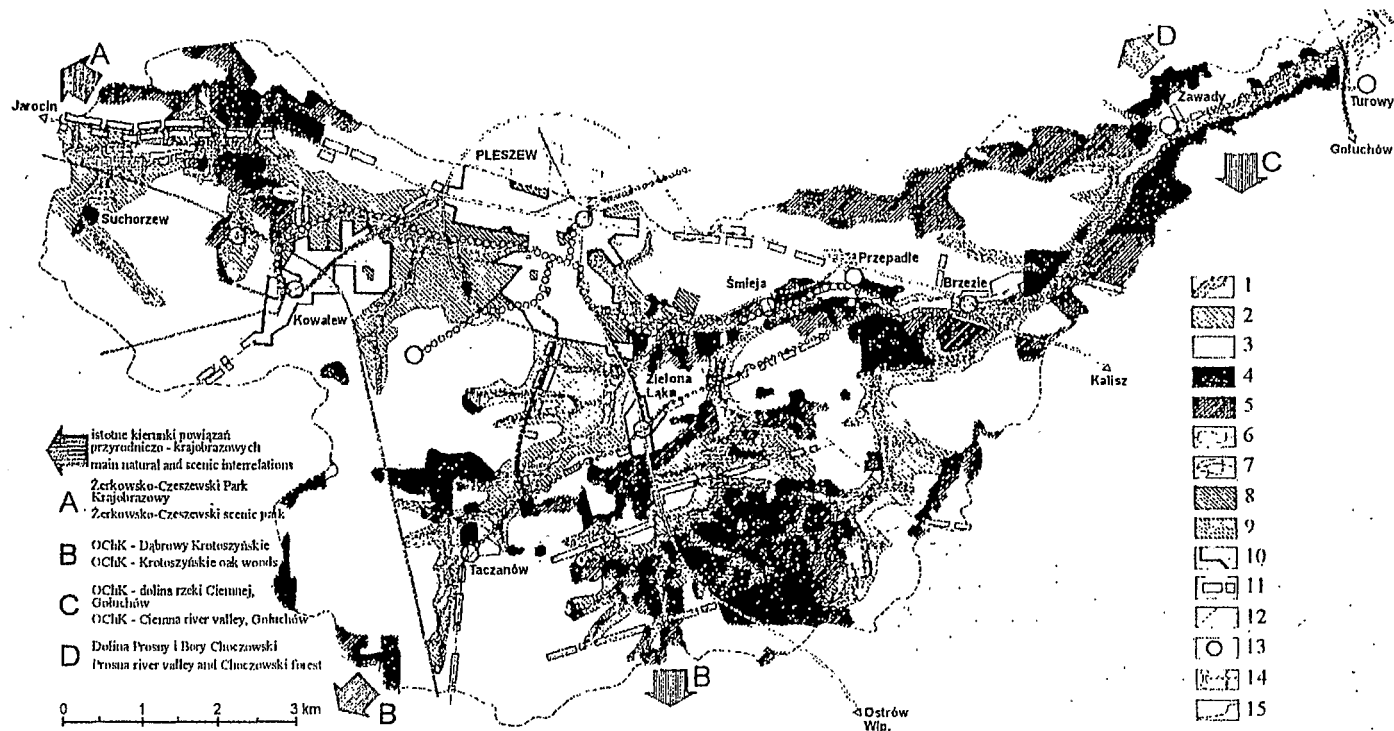
Podstawowe **symptomy** kryzysu w gospodarce wodnej zlewni są następujące:

47% gruntów rolnych ma okresowy lub stały niedobór wody, zasobność wodna zlewni jest mała co powoduje wiosenne powodzie i letnie susze, zasoby wód podziemnych są bardzo ograniczone, wody powierzchniowe od wielu lat są katastrofalnie zanieczyszczone¹, miejski odcinek doliny Neru pod względem przyrodniczym uległ znacznej degradacji.

Główne **przyczyny** takiego stanu rzeczy to: dewastacja i zła eksploatacja systemu urządzeń melioracyjnych, zła struktura użytkowania gruntów (tab. 1) sprzyjająca zanieczyszczaniu wód przez rolnictwo oraz szybkiemu odpływowi wód ze zlewni, traktowanie układu wód powierzchniowych jako odbiornika ścieków bytowych i przemysłowych, dewastacja historycznego systemu małej retencji (młyny wodne, zbiorniki w parkach dworskich itp.), regulacja koryta Neru w jej górnym i środkowym biegu a szczególnie skanalizowanie rzeki w mieście.

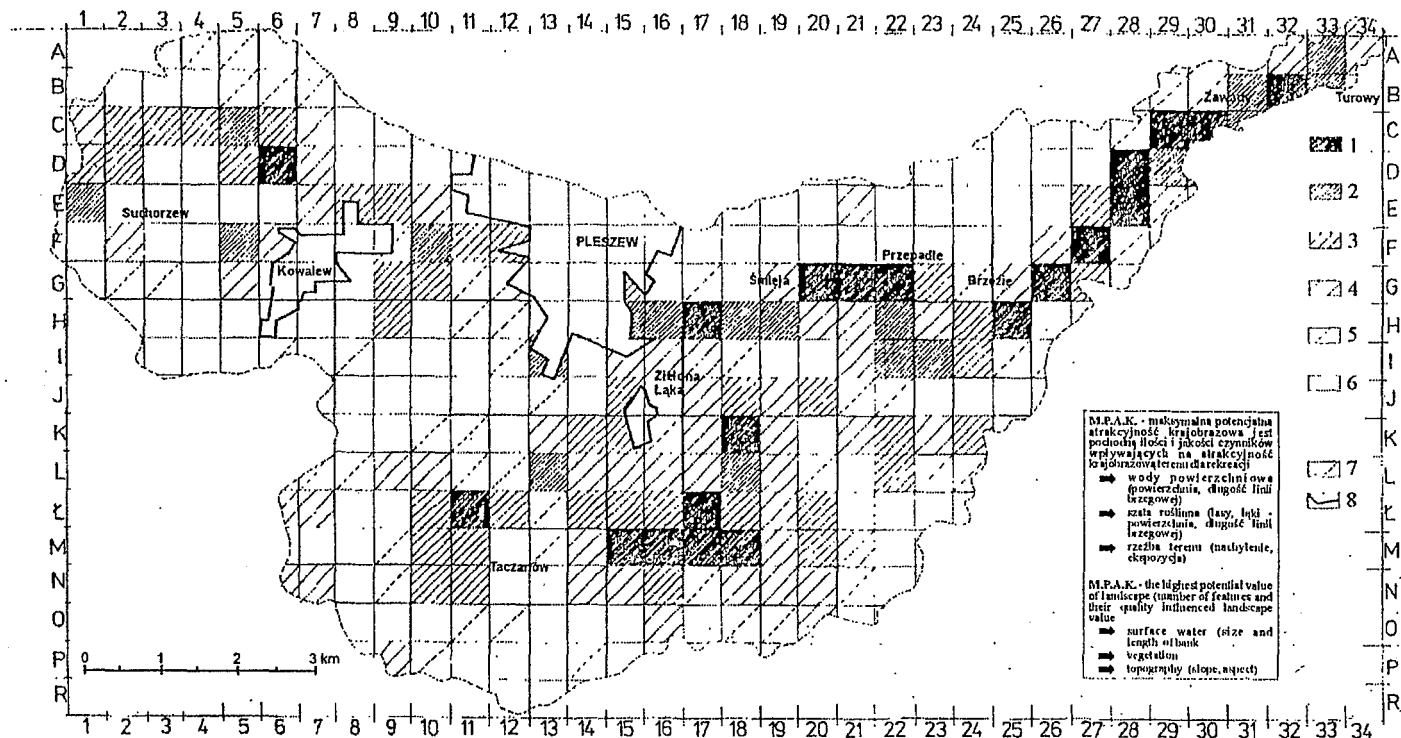
Dużo uwagi poświęcono badaniom nad strukturą użytkowania ziemi. Analiza ilościowa (tab. 1) wskazała, że ekologicznie najmniej sprawne użytki - grunty orne - zajmują 67% zlewni a udział lasów to zaledwie 12 %. Optymalny współczynnik lesistości dla gminy Pleszew wynosi 36% (Siuta i in. 1985). Biorąc pod uwagę warunki wodne i przydatność rolniczą gleb optymalny udział gruntów ornych w gminie i zlewni wynosi ok. 40 % .

¹⁾ Po uruchomieniu pod koniec 1995 roku oczyszczalni ścieków w Pleszewie i systematycznej rozbudowie systemu kanalizacji, jakość wody w Nerze poprawa się.



Rys.2. Koncepcja kształtowania krajobrazu zlewni rzeki Ner: 1 - strefa użytków zielonych (dna dolin cieków); 2 - strefa z użytkowaniem ograniczającym spływ powierzchniowy (skarpy, stoki, powierzchnie łagodnie nachylone); 3 - strefa intensywnej produkcji rolnej - grunty orne (obszary wododziałowe i źródłiskowe); 4 - tereny istniejących lasów; 5 - tereny proponowanych dolesień; 6 - ciek i zbiorniki wodne; 7 - poldery (zbiorniki przeciwpowodziowe); 8 - istniejące tereny zieleni; 9 - proponowane tereny zieleni; 10 - tereny ze zwartą zabudową; 11 - tereny z zabudową siedliskową; 12 - drogi; 13 - miejsca koncentracji programu rekreacyjnego; 14 - system ciągów pieszych i rowerowych; 15 - granice zlewni

Fig. 1. Ner river drainage basin, landscape management concept: 1 - grass land (beds of retention channels); 2 - zone of constricted drainage (escarpments, slopes, easy slopes); 3 - intensively cultivated area - arable land (watersheds and springs); 4 - existing forests; 5 - proposed afforestation; 6 - surface water features; 7 - polders; 8 - existing green areas; 9 - proposed green areas; 10 - high density building zone; 11 - habitat building zone; 12 - routes; 13 - proposed recreation program centres; 14 - bicycles and foot paths network; 15 - drainage basin limits



Rys. 1. Ocena walorów krajobrazowych dla potrzeb rekreacji: 1 - obszary o największych walorach krajobrazowych (>71% M.P.A.K.); 2 - obszary o dużych walorach krajobrazowych (61-70% M.P.A.K.); 3 - obszary o średnich walorach krajobrazowych (45-60% M.P.A.K.); 4 - obszary o niewielkich walorach krajobrazowych (25-44% M.P.A.K.); 5 - obszary o małych walorach krajobrazowych (10-25% M.P.A.K.); 6 - obszary o niskich walorach krajobrazowych (<10% M.P.A.K.); 7 - granica zlewni; 8 - obszary zurbanizowane;

Fig. 2. Assessment of recreational landscape values: 1 - the highest percentage of landscape value areas (>71% M.P.A.K.); 2 - high range percentage of landscape value areas (61-70% M.P.A.K.); 3 - mediocre range percentage of landscape value areas (45-60% M.P.A.K.); 4 - very mediocre range percentage of landscape value areas (25-44% M.P.A.K.); 5 - low range percentage of landscape value areas (10-24% M.P.A.K.); 6 - very low range percentage of landscape value areas (<10% M.P.A.K.); 7 - drainage basin limits; 8 - high density building zone;

Tabela 1. Porównanie struktury użytkowania ziemi.

Table 1. Land use structure comparison - region, district, catchment basin Ner.

użytkowanie ziemi (land use)	Region %	Gmina (district) %	Zlewnia Neru stan obecny (catchment present) %	Zlewnia Neru propozycja (catchment proposal) %
wody (waters)	0,4	0,1	0,4	1,0
las(y)(woods)	23,3	13,8	12,0	36,0
użytki zielone (grass land)	10,5	5,0	9,0	11,0
grunty orne (arable land)	59,0	73,0	67,0	40,0
pozostałe (others)	7,1	7,4	12,0	12,0

Koncepcja zagospodarowania zlewni

Opracowano program niezbędnych działań w zlewni:

1. wyeliminowanie wszelkich źródeł zanieczyszczania wód powierzchniowych i podziemnych;
2. zwiększenie retencji zlewni przez min. zmianę struktury użytkowania gruntów;
3. rewitalizacja zniszczonej doliny Neru, odbudowa i rozbudowa systemu małej retencji.
4. wprowadzenie na najatrakcyjniejsze tereny zlewni funkcji wypoczynkowej.

Wykonano waloryzację terenu, która pozwoliła wyodrębnić: tereny o najwyższych walorach krajobrazowych i przyrodniczych (rys. 1); tereny, które powinny pozostać w użytkowaniu rolniczym na gruntach ornych; tereny, które powinny pozostać użytkami zielonym oraz tereny gdzie ten sposób użytkowania należy wprowadzić; tereny które mogą być przeznaczone pod zalesienia; tereny, które mają pozytywny wpływ na obieg wody w środowisku i tereny, które stanowią dla tego obiegu zagrożenie. Ponadto wskazano miejsca koncentracji cennych elementów środowiska kulturowego oraz tereny, które należy objąć różnymi formami ochrony. Następnie sformułowano założenia do strefowania zlewni pod kątem wskazania optymalnego sposobu zagospodarowania:

- należy zachować a tam gdzie to możliwe przywrócić naturalny charakter cieków (Myjak-Sokołowska 1987, Nowcki 1992) ;
- należy chronić czystość wód przed zanieczyszczeniami ze strony produkcji rolnej przez wyznaczenie i odpowiednie zagospodarowanie strefy, gdzie wyraźnie zaznacza się przewaga spływu powierzchniowego nad procesami ewapotranspiracji i infiltracji (Myjak-Sokołowska 1987, Stachowicz 1995);
- należy dążyć do wydłużenia czasu obiegu wody, co można osiągnąć przez fitomeliorację a szczególnie dolesienia rejonów źródłiskowych (wododziałowych)

oraz małą retencję w strefie dolin cieków (Myjak- Sokołowska 1987, Mioduszeński 1996, Nowicki 1992, Róg 1992);

- należy stworzyć warunki dla zrównoważonego modelu gospodarowania środowiskiem (Kołodziejcki 1992) oraz ukształtować prawidłową strukturę użytkowania ziemi na obszarze zlewni zapewniając optymalną proporcję i układ gruntów użytkowanych rolniczo i ich zaplecza ekologicznego w postaci lasów, zadrzewień śródpolnych wód otwartych (Suchta 1991).

Zgodnie z powyższymi założeniami zdelimitowano obszar na trzy podstawowe strefy:

- I. strefę dolin cieków stanowiących główne tereny retencji powierzchniowej, gruntowej i odpływu; preferowana racjonalna gospodarka na użytkach zielonych i urządzenia małej retencji;
- II. strefę stoków i powierzchni łagodnie nachylonych gdzie obowiązywać powinna zasada ograniczania spływu powierzchniowego; dopuszczone różne sposoby użytkowania (zabudowa, tereny zieleni, ogrodnictwo, produkcja leśna ew. produkcja rolna) - wskazana trwała szata roślinna ;
- III. równinną strefę wododziałową, w której należy maksymalizować retencję gruntową; preferowana produkcja rolnicza na gruntach ornych i produkcja leśna; niezbędna rekonstrukcja układu zadrzewień śródpolnych.

Koncepcję kształtowania krajobrazu zlewni (rys. 2) uzupełnia schemat podziału na podstawowe jednostki funkcjonalno-krajobrazowe. Osią tego układu jest dolina Neru. Jest to strefa gdzie skumulowały się wszystkie negatywne skutki złej gospodarki wodnej a jednocześnie koncentrują się największe walory krajobrazowe (rys. 1). Wykazano niewątpliwą przydatność dolnego odcinka doliny do lokalizacji funkcji wypoczynkowej (projektowane cztery zbiorniki retencyjne, duże walory krajobrazu, liczne zabytki dziedzictwa kulturowego, dogodne połączenia komunikacyjne). Koncepcja rewitalizacji doliny opiera się o rozwiązania środowiskowe i polega m.in. na: odtworzeniu systemu zbiorników retencyjnych związanych z zabytkowymi młynami i zaadaptowanie ich na cele rekreacyjne, budowa systemu polderów przeciwpowodziowych, renaturyzacja koryta rzeki w mieście i włączenie go w system terenów zieleni. Rewitalizacja doliny Neru zależy jednak od realizacji wielu, wspomnianych wcześniej inwestycji i działań w obrębie całej zlewni, ponieważ warunkiem niezbędnym i koniecznym jest doprowadzenie wód Neru do II klasy czystości i zlikwidowanie zagrożenia przeciwpowodziowego. Ze względu na koncentrację problemów dolinę rzeki wskazano jako obszar gdzie należy wykonać pogłębione analizy na poziomie planowania miejscowego.

Literatura

1. Kaftan J. 1994. *Ekorozwój a planowanie przestrzenne*. Człowiek i Środowisko, kwartalnik IGPIK, T 18, nr 3: 361-363.
2. Kozłowski S. 1993. *Ekorozwój w gminie*. WEiŚ: 19-22.
3. Kołodziejcki J. 1992. *Problemy funkcjonowania gospodarki przestrzennej w ekorozwoju obszarów wiejskich*. Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych, Nr 401, PWN:271-275.

4. Mioduszeński W. 1996. *Gospodarka wodna elementem zrównoważonego rozwoju obszarów rolniczych w dorzeczu górnej Narwi*. w: Mechanizmy i uwarunkowania ekorozwoju - konf. nauk. Politechnika Białostocka :127-135.
5. Myjak-Sokołowska E. 1987. *Kształtowanie krajobrazu małych rzek na przykładzie doliny rzeki Świder w relacjach ochrony krajobrazu i rekreacji*. SGGW-AR OAK maszynopis: 49-86.
6. Nowicki Z. 1992. *Melioracje ekologiczne*. Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych, Nr 401, PWN:231-239.
7. Róg Z. 1992. *Ekologiczne podstawy planowania przestrzennego gmin funkcjonalnych*. Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych, Nr 401, PWN:182-187.
8. Siuta J., Zielińska A., Makowiecki K. 1985. *Degradacja ziemi*. Warszawa: IKŚ, 124.
9. Stachowicz K. 1995. *Migracja wodna składników pokarmowych ze zlewni rolniczych*. Człowiek i Środowisko, kwartalnik IGPIK, T 19, nr 1:134-135.
10. Suchta J. 1991. *Zasady planowania rolnictwa uwzględniające uwarunkowania ekologiczne* w: Model gospodarki przestrzennej ekologicznie uwarunkowanej. Red. J.Kołodziejki. Warszawa: Wyd. SGGW-AR: 198-201.

Summary

Catchment ner river landscape management concept. The catchment of Ner river belongs to protected on national level drainage basin of Prosna river which shows shortage of water. As the result of research three zones have been distinguished in the area of catchment: 1) zone of surface retention beds, as the main area of retention and outflow, 2) zone of slopes in the relation to the network of valleys with domination of surface retention over evapo-transpiration and infiltration process, 3) zone of watershed, with domination of infiltration and evapo-transpiration process. The recognize of these zones made the base to create landscape management concept in the catchment through: attribution to the particular zones the main functions, land use method, principles to provide adequate structures of vegetation. Having in mind agricultural character most of the catchment area and very low indicator of woodiness, much attention has been directed towards the transformation of land use structure. The directions include first of all, the actions to slow down surface outflow, to increase the retention in the catchment area and to recreate the lost values of natural environment. The result of analysis shows that the river valley is the area of concentration of the highest natural, cultural and scenic values. Also, in the river valley the majority of key and conflict areas have been located, as far as the total catchment basin functioning has been concerned. The everyday and weekend recreation has been pointed out, as the dominating function to be realized. The concept of valley revitalization has been founded on the system of retention reservoirs related to the remaining historical mills and adoption these structures for

recreation, construction of flood control polders system up the river and recovery, renaturalization of the river bed in town and its inclusion in the green areas system.

Dorota Gadomska
Katedra Architektury Krajobrazu SGGW
02-787 Warszawa
ul. Nowoursynowska 166

KONCEPCJA PROEKOLOGICZNEJ REGULACJI RZEKI KRASNEJ ZNAJDUJĄCEJ SIĘ W OBSZARZE CHRONIONEGO KRAJOBRAZU

CONCEPT OF PRO-ECOLOGICAL REGULATION OF THE KRASNA RIVER SITUATED IN THE AREA OF PROTECTED LANDSCAPE

Krzysztof Maślanka, Krzysztof Ostrowski

Katedra Melioracji i Kształtowania Środowiska
Akademia Rolnicza w Krakowie

Wstęp

Rozwój terenów wiejskich położonych na obszarach cennych przyrodniczo - prawnie chronionych, jest podporządkowany ujednoliconym zasadom, z których wynikają pewne ograniczenia w sposobach gospodarowania przestrzenią. Celem utworzenia Zespołu Parków Krajobrazowych i Obszarów Chronionego Krajobrazu w Górach Świętokrzyskich i ich sąsiedztwie, w którym znajduje się zlewnia rzeki Krasnej, było między innymi radykalne poprawienie stanu środowiska, a tym samym polepszenie warunków zdrowotnych życia mieszkańców.

Każdy typ obszaru chronionego podlega określonemu rygorowi ochronnemu. Rygory wprowadzane na poszczególnych obszarach chronionych określa art. 37 ust. 1 Ustawy o ochronie przyrody z 1991 r.

W odniesieniu do terenów użytkowanych rolniczo, do których można zaliczyć dolinę rzeki Krasnej, może być zakazana zmiana stosunków wodnych terenu, w tym oczywiście regulacji rzeki. Zakaz ten jest szczególnie uciążliwy dla społeczności lokalnej z powodu nadmiernego uwilgotnienia terenu. Zakaz ten jest jednoznacznie sprzeczny z wymienionym, zasadniczym celem utworzenia obszaru prawnie chronionego.

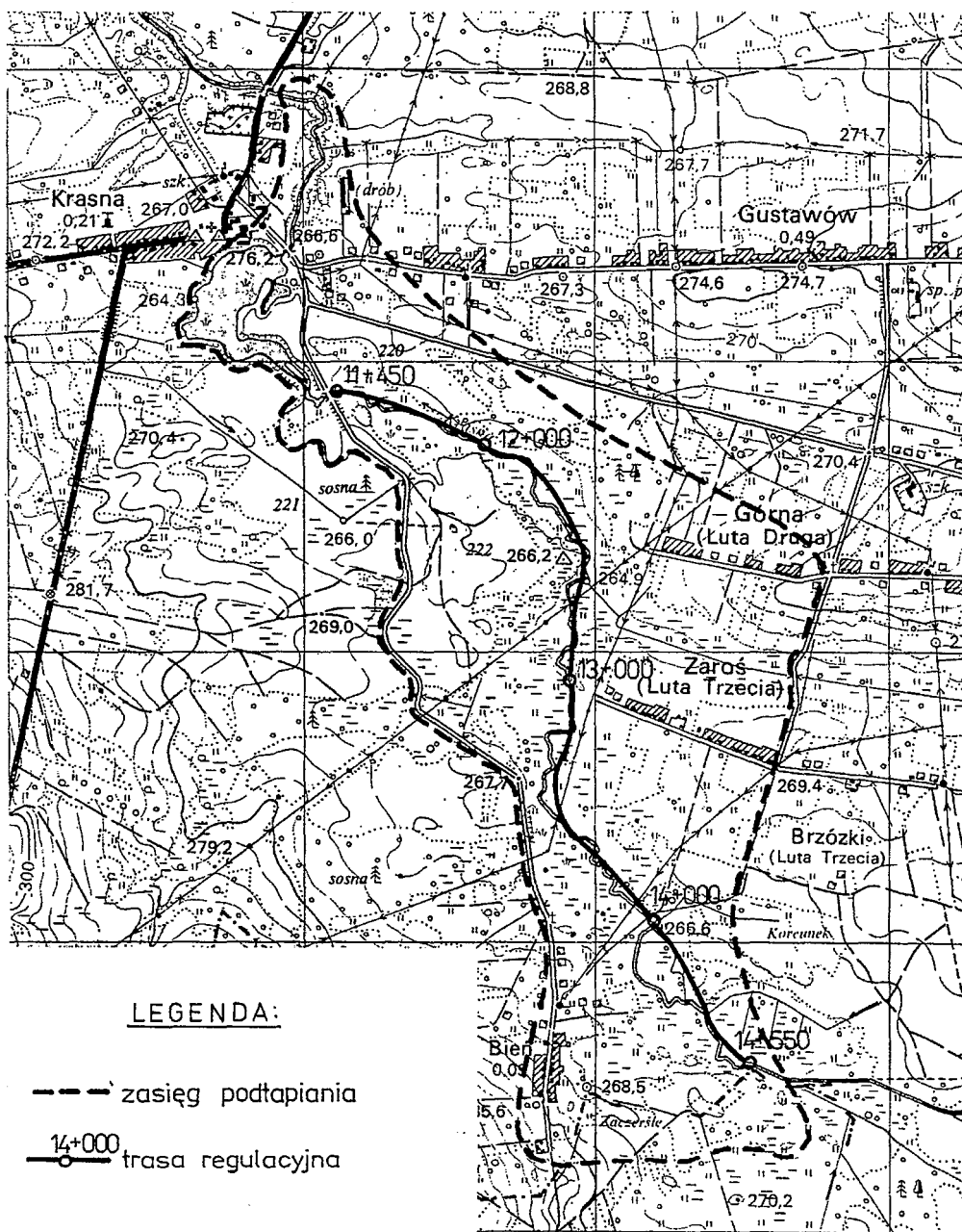
Nadmierne uwilgotnienie terenu spowodowane zostało specyficznymi warunkami glebowo-wodnymi, konfiguracją odcinka doliny, zmianą w ostatnich latach sposobu rolniczego użytkowania, oraz w przeszłości działalnością człowieka - wybudowaniem jazu piętrzącego i zbiornika wodnego, powyżej którego nastąpiła zmiana reżimu wodnego rzeki. Rozprzestrzenianie się rozlewiska rzeki, podtapianie i zalewanie terenów zabudowanych, to powody opracowania koncepcji proekologicznej regulacji odcinka rzeki Krasnej.

Material i metoda badań

Badaniami które były bazą opracowania koncepcji regulacji rzeki, objęto odcinek doliny znajdujący się w km 10+000÷15+000 jej biegu (rys. 1). Administracyjnie teren ten, o powierzchni około 300 ha, położony jest w gminie Stąporków w woj. kieleckim. Rzeka Krasna jest lewobrzeżnym dopływem Czarnej Koneckiej uchodzącej do Pilicy. W zasięgu bezpośredniego oddziaływania rzeki na wymienionym odcinku znajdują się dwa sołectwa: Bień w całości oraz Luta w około 50%. Miejscowość Bień zamieszkuje w 24 domach 76 mieszkańców, natomiast Lutę 397 osób w 120 domach. Stan techniczny zabudowań mieszkalnych i gospodarczych jest średni. Teren badań znajduje się w strefie ochronnej Suchedniowsko-Oblęgarskiego Parku Krajobrazowego.

Na początku rozpatrywanego odcinka rzeki (km 10+675) znajdują się resztki betonowego jazu, który w przeszłości był wyposażony w zamknięcia iglicowe. Obecnie prowizoryczna stalowa przegroda założona na progu jazu stanowi jego zamknięcie, które piętrząc wodę na wysokość około 0,80 m tworzy zbiornik wodny o średniej głębokości 0,70 m, długości około 400 m i pojemności około 44 000 m³. Dno doliny powyżej zbiornika jest bagniste, a w końcowej części rozpatrywanego odcinka (km 15+000) bardzo silnie podmokłe. W zabagnionej dolinie występuje nieprzerwany ciąg rozlewisk, na których poziom zwierciadła wody często przewyższa wysokość występującej tam roślinności bagiennej. Każdy większy opad deszczu powoduje wezbrania i podtapianie doliny obejmujące prawie w całości wieś Bień i częściowo Lutę. Wezbrania powodują nie tylko zalewanie obszaru dna doliny, ale również podwórzy i piwnic domów w tych miejscowościach.

Na omawianym odcinku doliny, koryto rzeki Krasnej obecnie przestało być drożne. Wcześniej rzeka miała bieg meandrowy, powodujący jej mały spadek, wynoszący mniej niż 0,5‰; przy średnim spadku podłużnym doliny równym 9‰. Stosunek długości rzeki do długości dna doliny na tym odcinku wynosi wg Łajczaka [1996] 1,54. Jest to wyrazem bardzo dużej krętości oraz przyczyną częstego i długotrwałego występowania wody powyżej powierzchni terenu i zalewania doliny nie tylko w latach wilgotnych, jak np. w 1996 roku czy szczególnie mokrym 1997 r., kiedy to zjawiska te występowały z dużym nasileniem - ale także w okresach wiosennych i po większych opadach okresu wegetacyjnego w latach zbliżonych pod względem uwilgotnienia do normy. Zabagnione dno doliny posiada zmienną szerokość. W najwęższych miejscach ma tylko 150-200 m, natomiast w najszerszych osiąga ponad 500 m. Natomiast jednostronny zasięg podtapiania jest znacznie większy i dochodzi do 800 m (rys. 1). Powierzchnia zlewni rzeki Krasnej do przekroju w km 10+000 wynosi 83,1 km². W przekroju tym przy stanach średnich normalnych przepływ $Q_2 = 0,319 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, natomiast przy stanach odpowiadających wielkiej wodzie rocznej przepływ $Q_{3L} = 8,49 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Wysokość opadu średniego rocznego wynosi 670 mm.



Rys. 1. Plan sytuacyjno-wysokościowy badanego odcinek doliny rzeki Krasnej

Rozpatrywany teren jest zalesiony w około 40 %. Zdegradowane na skutek nadmiaru wody użytki zielone stanowią 55% powierzchni, grunty orne zajmują 3,5% a 1,5% tereny zabudowane. Na gruntach ornym uprawianych tzw. systemem zagonowym, w strukturze zasiewów występują przeważnie ziemniaki i buraki oraz żyto i pszenica. Plony wykorzystywane są tylko na potrzeby własne rolników.

W zakres badań wchodziło rozpoznanie warunków glebowo-wodnych, oraz występujących zbiorowisk roślinnych. Badania glebowe wykonano w 14 punktach, w tym w 10 pełnych odkrywkach i 4 odwiertach (sondach), lokalizując je na użytkach rolnych w obrębie obszaru będącego przedmiotem badań. W wytypowanych poziomach genetycznych profili glebowych wykonano także pomiary przewodności hydraulicznej (przesiakiowości) za pomocą cylindrów Burgera. Na podstawie wyników pomiarów, przy ustabilizowanej prędkości wsiąkania określono przybliżone wartości współczynników filtracji gleb, zgodnie z formułą Kostiakowa [Ostromięcki 1965]. Rozpoznanie roślinności przeprowadzono metodą Braun-Blanquet'a wykonując w obrębie jednolitych płatów roślinnych 38 zdjęć florystycznych reprezentatywnych zbiorowisk roślinnych.

W okresie od lipca 1997 do marca 1998 roku przeprowadzono 7-krotnie pomiar zwierciadła wody gruntowej w studniach gospodarskich w miejscowościach Luta i Bień oraz poziomu wody w starorzeczu. W miejscowości Luta pomiary przeprowadzono w dwóch koloniach Luta II (14 studni) i Luta III (15 studni), usytuowanych niemal prostopadłe do rzeki Krasnej na odcinkach po około 600 m, natomiast w miejscowości Bień (16 studni) położonych prawie równolegle do rzeki na długości około 800 m.

Wyniki badań i dyskusja

Na terenie objętym badaniami, jak na większości obszarów polodowcowych występuje bardzo duże zróżnicowanie warunków glebowo-wodnych. Mozaikowość gleb pod względem gatunkowym ma związek z rodzajem skały macierzystej, natomiast zmienność typologiczna wynika przede wszystkim ze zróżnicowanych stosunków wodnych, powodujących trwałe lub okresowe podtapianie terenu. Na obszarach położonych poza granicami trwałego podtapiania wykształciły się gleby bielcowe właściwe i brunatne wylugowane. Natomiast na obszarach stale podtapianych wytworzyły się gleby zabagniane, wśród nich bagienne, glejowe właściwe, murszowo-mineralne i murszowate. Na terenie położonym najniżej, postępujący proces bagienny powiększa swój zasięg wraz z rozszerzaniem się rozlewiska rzeki. Rozpoznane pod względem składu gatunkowego gleby to najczęściej piaski luźne oraz słabogliniaste lekkie zalegające na glinach lekkich i średnich; występują także piaski słabo gliniaste - pylaste, pyłowo-piaszczyste na piaskach luźnych i gliny lekkie na glinach średnich i ciężkich. Reprezentatywne profile glebowe i współczynniki filtracji dla wytypowanych poziomów genetycznych przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Skład granulometryczny reprezentatywnych profili glebowych
Table 1. Granular-metric content of representative soil profiles

Profil nr Profile No	Poziom Horizon [cm]	Procentowa zawartość frakcji o średnicy [mm] Percentages of fine particles with diameter						Gatunek gleby Sort of soil	Współ- czynnik filtracji Coeffi- cient of filtration [m·d ⁻¹]
		pias- kowa sand	pyłowa dust		iłowa silt				
			1,0 - 0,1	0,1 - 0,05	0,05 - 0,02	0,02 - 0,006	0,006 - 0,002		
I	0 - 21	92	3	2	0	0	3	pl.	21,3
	21 - 46	95	2	0	0	0	5	pl	21,4
	46 - 150	95	1	0	0	0	4	pl	18,0
II	0 - 25	62	11	18	9	0	0	psg/p	-
	25 - 80	51	13	9	7	8	12	gl	2,9
	80 - 120	39	13	9	10	11	18	gs	-
	120 - 150	36	25	15	7	7	10	gl/p	-
III	0 - 36	48	25	19	6	2	0	psg /p	4,2
	36 - 51	46	25	19	6	4	0	psg /p	3,4
	51 - 72	46	32	16	5	1	0	psg /p	2,7
	72 - 150	55	28	12	0	1	5	psg /p	2,3
IV	0 - 20	43	14	29	14	0	0	ptz	-
	20 - 40	40	18	28	10	3	1	ptz	-
	40 - 70	28	24	27	7	6	8	ptz	-
	70 - 100	91	8	1	0	0	0	pl	16,2
	100 - 140	96	4	0	0	0	0	pl	15,4
V	0 - 28	55	7	14	8	4	12	gl	0,57
	28 - 42	58	9	13	5	2	13	gl	0,46
	42 - 57	50	3	8	6	4	29	gs	-
	57 - 90	38	2	2	5	10	43	gc	-
	90 - 150	12	4	2	4	5	73	gc	-

W wyniku przeprowadzonych badań florystycznych na terenie doliny stwierdzono występowanie 256 gatunków roślin.

W szacie leśnej obszaru dominujący udział mają bory sosnowe (Molinio - Pinetum), które na wzniesieniach przechodzą w drzewostany brzoźowe (Betula pendula), a w obniżeniach terenu w wilgotne lasy mieszane z dużym udziałem osiki (Populus trem), kruszyny (Frangula alnus) i czarernchy (Padus avium).

Na podstawie wykonanych zdjęć florystycznych na 31 stanowiskach stwierdzono, że w szacie roślinności łąkowej i zielnej dominują następujące gatunki: śmiełek darniowy (Deschampsia caespitosa - 23 stanowiska), kostrzewa czerwona (Festuca rubra - 19), jaskier ostry (Ranunculus acer - 15), jaskier rozłogowy (Ranunculus repens - 15), siedmiopalecznik błotny (Comarum palustre - 14), tomka wonna (Anthexanthum odoratum - 14), knieć błotna (Caltha palustre - 13), przytulia błotna (Galium palustre - 13), turzycza pospolita (Carex fusca - 13),

skrzyp bagienny (*Equisetum fluviatile* - 12), turzyca prosowata (*Carex panicea* - 9), turzyca zajęcza (*Carex leporina* - 9), gwiazdnica błotna (*Stellaria palustre* - 8), skrzyp błotny (*Equisetum palustre* - 8), trzęślica modra (*Molinia coerulea* - 7), więzówka błotna (*Filipendula ulmaria* - 7).

Najbogatsze florystycznie są zbiorowiska typowe dla zespołu trzęślicy modrej (*Molinietum coeruleae*). Zawierają one rośliny chronione takie jak mieczyk dachówkowaty (*Gladiolus imbricatus*), oraz także chronione gatunki z rodziny storczykowatych (*Orchidaceae*), z których najczęściej występują: kukułka szerokolistna (*Dactylorhiza majalis*) oraz kruszczyk błotny (*Epipactis palustris*). Występuje wiele gatunków rzadkich, do których można zaliczyć: goryczkę wąskolistną (*Gentiana pneumonanthe*), kosaćca syberyjskiego (*Iris sybirica*), czarcikęsą łąkowego (*Succisa pratensis*), kruszynę pospolitą (*Frangula alnus*) oraz spotkanego tylko raz dziewięciornika błotnego (*Parnassia palustris*). W tych samych warunkach spotkano kilka kępek rzadko występującej turzycy dwudzielnej (*Carex dioica*) oraz modrzewnicy (*Andromeda polifolia*). Do rzadkich roślin zaliczyć można jasiańca (*Jasione montana*), który występuje na samozadarnionej łące śródpolnej.

Pośród drzew na uwagę zasługują samotnie rosnące trzy dęby w miejscowości Luta. Szczególnie okazały przedstawiciel tego gatunku drzew, kilkusetletni dąb szypułkowy (*Quercus robur*) o obwodzie 365 cm znajduje się w miejscowości Luta III. Drzewu temu zagraża niebezpieczeństwo uschnięcia z powodu nadmiaru wody w glebie, gdyż jest to gatunek rozwijający się najlepiej na glebach średnio wilgotnych. W miejscowości Bień z tego powodu uszło już kilka dębów, które „straszą” do dziś uschniętymi w całości konarami.

Wyniki przeprowadzonych pomiarów zwierciadła wody w starorzeczu i studniach gospodarskich wykazały, że po większych opadach atmosferycznych (np. lipiec 1997 r.) w studniach usytuowanych w przekroju prostopadłym do starorzecza (miejscowości Luta II i Luta III), najbliższej powierzchni terenu układało się zwierciadło wody w studniach przylegających do dna doliny. W miarę oddalania od rzeki głębokości były większe. W przypadku miejscowości Bień położonej w układzie równoległym do starorzecza zwierciadło wody w studniach zalegało bardzo nieregularnie. Zauważalny był wpływ obfitych opadów deszczu, kiedy to we wszystkich studniach następowało szybkie podnoszenie się poziomu wody. Zaniwelowane geodezyjnie studnie i prowadzone w takim odniesieniu pomiary generalnie nie wykazały horyzontalnego położenia zwierciadeł wody. Stwierdzone w dniu 11.11.1997 roku największe głębokości oscylowały – w miejscowości Luta w przedziale 1,29 - 4,61 m, a w miejscowości Bień od 1,08 - 2,37 m. Poziom wody w starorzeczu w okresie prowadzonych badań ulegał wahaniom bardzo małym, nie przekraczającym 5 cm.

Deformacja starego koryta spowodowana dużą krętością rzeki (1,54) płynącej w podatnych na erozję liniowych utworach piaszczystych, była przyczyną powstania rozlewiska wody na dnie doliny. Według informacji uzyskanych od starszych mieszkańców, w okresie przedwojennym, gdy większość tych terenów była częścią jednego majątku ziemskiego, skarpy rzeki i jej dopływów były koszone, a

dno doliny rolniczo użytkowane. Po wojnie teren ten był w użytkowaniu Spółdzielni Rolniczej, która niezbyt starannie zajmowała się konserwacją koryta rzeki. Sytuacja pogorszyła się jeszcze po likwidacji Spółdzielni i dziesięcioletnim odłogowaniu użytków. Spowodowało to znaczne rozprzestrzenienie się w tym czasie rozlewiska rzeki. Zwłaszcza brak jakiegokolwiek konserwacji koryta spowodował ekspansję i bujny rozwój roślinności wodolubnej, skutecznie hamującej przepływ wody, wymuszając jej rozlewanie na obszar doliny, zwłaszcza podczas wezbrań. Rozprzestrzenianiu się rozległych rozlewisk wodnych i bagien sprzyjało również płytko zalegające zwierciadło wody gruntowej na obszarach przyległych do starorzecza, szczególnie w dolnej partii doliny.

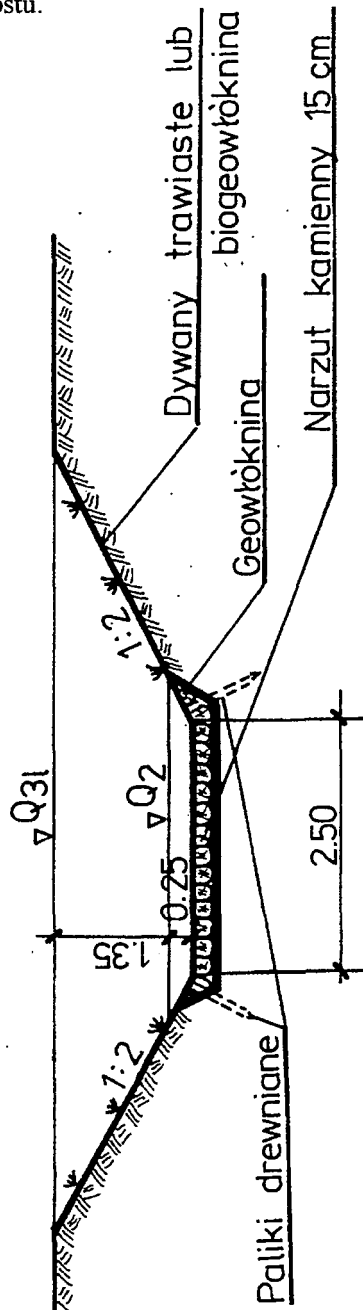
Koncepcja regulacji stosunków wodnych w dolinie

Proekologiczna koncepcja poprawy warunków wodnych polega na regulacji odcinka rzeki od zbiornika wodnego - km 11+450, do miejsca gdzie woda płynie zwartym korytem - km 15 +700 (rys.1). Trasa regulacyjna jest zbliżona do pierwotnego - naturalnego biegu rzeki, który jednak w związku z zaprojektowaniem odcinków prostych i łuków byłby o blisko 30% skrócony. Przekrój regulacyjny koryta gwarantuje odprowadzanie wód mniejszych od Q_{31} . Założono, że w sytuacji pojawiania się przepływów Q_{31} i większych wystąpi zalew doliny w najniższej partii. W celu uniknięcia intensywnego, i o dużym zasięgu odwadniającego oddziaływania uregulowanej rzeki, zaprojektowano trapezowy przekrój poprzeczny koryta o średniej głębokości, zaledwie 1,35 m i szerokości dna 2,5 m, przy napelnieniu wodą średnią normalną $t = 0,25$ m (rys. 2).

W celu utrwalenia koryta rzeki, w występujących w dolinie utworach piaszczystych podatnych na erozję liniową zaproponowano umocnienie dna narzutem kamiennym na warstwie filtracyjno-ochronnej z geowłókniny. Funkcją narzutu kamiennego będzie stworzenie dużej szorstkości podłoża i w efekcie zmniejszenie energii płynącej wody. Skarpy proponuje się umocnić biogeowłókniną lub dywanami trawiastymi na podkładzie z geowłókniny. Biogeowłókninę zaleca się stosować na odcinkach prostych i średnio zwężonych utworach glebowych. Zaletą tego materiału jest to, że wykonany jest całkowicie z włókien naturalnych (np. lnianych, konopnych) bez włókien syntetycznych z umieszczonymi wewnątrz nasionami traw dobieranymi indywidualnie do rodzaju podłoża. Biogeowłóknina stanowi dobre zabezpieczenie skarp od momentu wbudowania, a ulegające biodegradacji włókna stanowią pożywkę dla rosnących roślin, które szybko tworzą zwartą darni.

Dywanami trawiastymi na podkładzie z geowłókniny, z włókien syntetycznych - nietoksycznych zaleca się umocnić brzegi wklęsłe, szczególnie narażone na erozję i odcinki z luźnymi utworami glebowymi. Geowłóknina w dywanach trawiastych będzie pełniła funkcję warstwy filtracyjno-ochronnej i poprzez połączenie systemem korzeniowym roślin z glebą skutecznie przeciwdziałać będzie zjawiskom sufozji i erozji. W obydwu rodzajach umocnień skarp,

odpowiednio dobrana do warunków glebowo-wodnych mieszanka traw szybko porastających, stworzy solidne umocnienie skarp, dając wizualny efekt zbliżony w pełni do naturalnego porostu.



Rys. 2. Przekrój regulacyjny rzeki Krasnej km 11+450÷14+550

W celu utrzymania terenu w stanie zbliżonym do naturalnego nie przewiduje się odbudowy istniejących w przeszłości rowów odwadniających, które obecnie występują w formie śladowej. Nie uwzględnia się również zagospodarowania pomelioracyjnego doliny, chociaż mogą pojawić się przypadki, o marginalnej skali, gdy indywidualni rolnicy wykonają tego typu zabiegi we własnym zakresie.

W zakresie prac regulacyjnych przewiduje się pozostawienie starorzeczy, które stanowią będą przystań dla ptactwa wodnego i stwarzać odpowiednie warunki dla rozwoju fauny oraz zbiorowisk roślinności wodolubnej. Ponadto będą one pełnić przy tym funkcję retencyjną.

Podsumowanie

Zaproponowana regulacja rzeki jest uzasadniona przesłankami społeczno-ekonomicznymi i ekologicznymi. Obecny układ stosunków wodnych, a szczególnie terenów zabudowanych sprawia, że występują tam bardzo uciążliwe warunki dla życia ludzi i niekorzystne dla ich zdrowia. Regulacja rzeki, której koryto będzie miało stosunkowo niewielką głębokość nie spowoduje nadmiernego osuszenia terenów przyległych. Napływająca woda z górnej partii zlewni będzie odprowadzana uregulowanym odcinkiem rzeki. Usunięta więc zostanie przyczyna powstawania rozlewiska, które obecnie uniemożliwia rolnicze wykorzystanie terenu i podtapiania terenów zabudowanych.

Przeprowadzone zabiegi regulacyjne w dolinie rzeki Krasnej nie spowodują pomniejszenia wartości walorów przyrodniczych terenu. Zlikwidowanie rozlewiska rzeki i umiarkowane odwodnienie terenów przyległych poprawi warunki siedliskowe dla drzew – zwłaszcza dębów i niektórych gatunków roślin trawiastych.

Literatura

- Inwentaryzacja elementów środowiska przyrodniczego w bezpośredniej dolinie rzeki Krasnej gm. Stąporków w km 10+000÷15+000 i Koncepcja regulacji stosunków wodnych rzeki Krasna w km 10+000÷15+000 wraz z oceną oddziaływania na środowisko. Katedra Melioracji i Kształtowania Środowiska AR w Krakowie, maszynopisy, 1997.*
- ŁAJCZAK A. 1996. *Wpływ projektowanej regulacji rzeki Krasna między miejscowościami Bień i Krasna na zasoby przyrodnicze doliny rzeki (Suchedniowsko-Oblęgorski Park Krajobrazowy). Instytut Ochrony Przyrody PAN, Oddział Kraków, maszynopis.*
- OSTROMEŃCKI J. 1964. *Wstęp do melioracji rolnych.* PWRiL, Warszawa.
- Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 6 kwietnia 1995 roku w sprawie ochrony gatunkowej roślin.*

S u m m a r y

Concept of pro-ecological regulation of the Krasna river situated in the area of protected landscape. The paper presents characteristics of over-moisturised section of the Krasna river valley situated in the area of protected landscape. They include soil and water conditions, flora and the layout of horizontal levels of over-ground and ground water in farm wells in the given cross-sections. The materials gathered on the basis of the own research and measurements were supplemented by interviews with local residents. Reasons for the creation of flood waters on the bottom of the river valley as well as for flooding and overflowing of inhabited areas were determined. Considering the conditions and restraints imposed in legally protected areas, particularly limitations in terms of changes in water relations, a concept of pro-ecological regulation of the river along the section from km 10+450 to 15+700 was presented. It assumes that a relatively shallow (average 1.35 m deep) channel should be made, what will not result in radical drainage or drying of the area. It is not planned to deepen or provide maintenance for drainage ditches that join the river. It is suggested to harden the bottom with stone filling on geo-fibres, and the slopes - with biogeofibres of appropriately selected grass mix, what eliminates line erosion and sedimentation in sand formations that are prone to such processes. Old river-beds with stagnating water will be landing places for water birds and will create appropriate conditions for flourishing water flora.

Krzysztof Maślanka
Krzysztof Ostrowski
Katedra Melioracji i Kształtowania Środowiska
Akademia Rolnicza w Krakowie,
Al. Mickiewicza 24/28
30-59 Kraków

RENATURYZACJA CIEKÓW I DOLIN RZECZNYCH NA PRZYKŁADZIE PÓŁNOCNEJ NADRENI- WESTFALII

THE RENATURISATION OF THE STREAMS AND RIVER VALLEYS AT THE INSTANCE OF THE NORDRHEIN- WESTFALEN

Piotr Krzyczkowski, Andrzej Drabiński

Instytut Melioracji i Kształtowania Środowiska
Akademia Rolnicza we Wrocławiu

Wstęp

Kształtowany przez stulecia, działalnością człowieka i natury, krajobraz przyrodniczy Niemiec ulegać zaczął w połowie 18. wieku gwałtownym przeobrażeniom, co związane było z rozwojem przemysłowy Zachodniej Europy. Zapotrzebowanie na tereny zabudowy przemysłowej, jak i miejskiej doprowadziło do ustalenia nowych priorytetów w strukturze gospodarczej regionu. Wzrastający popyt na produkty żywnościowe uruchamiał mechanizm gospodarki intensywnej w rolnictwie. Coraz większe obszary rolne ulegały restrukturyzacji. Regulacja cieków miała na celu zabezpieczenia terenów przybrzeżnych przed wylewem wód powodziowych a koryto rzeki przed niszczącymi skutkami erozji. Był to pierwszy okres zmian środowiska przyrodniczego w Niemczech. Kolejne, istotne zmiany nastąpiły po drugiej wojnie światowej gdy krytyczna sytuacja w zakresie (zaopatrzenia ludności w żywność) doprowadziła do komasacji i „rekultywacji” terenów rolniczych.

W toku tych przeobrażeń rolę większości cieków sprowadzono, nie zwracając uwagi na ich przyrodniczą rolę, do funkcji kanału odpływowego. Ekologiczne znaczenie potoku i rzeki w tych warunkach zostało znacznie zredukowane. Znikły tak ważne dla środowiska przyrodniczego tereny przybrzeżne kształtowane wylewami powodziowymi a wraz z nimi typowa dla tego środowiska szata roślinna, przestrzeń życiowa różnorodnych form życia, ustępując miejsce ubogim monokulturom (agrocenozom)

Powrót do natury

Przekształcenia krajobrazu przyrodniczego były złem koniecznym, wywołanym dynamiką zachodzących zmian polityczno-gospodarczych. Rozwiązania techniczne zastosowane przy regulacji i eksploatacji rzek i potoków w okresie po II wojnie światowej były podporządkowane wyłącznie celom błędnie, jednostronnie

pojmowanej gospodarki wodnej. Dopiero w połowie lat 60. następuje zwrot w polityce kształtowania środowiska; jest to czas, w którym zarysowuje się już wyraźnie kryzys nadprodukcji w rolnictwie. Stawiać się zaczyna wymogi (kryteria) dotyczące planowania i utrzymania (eksploatacji dóbr) w gospodarce wodnej tak, aby naturalne funkcje cieków, mogły być znowu spełnione.

W celu zapewnienia realizacji tych zamierzeń władze krajowe precyzują w rozporządzeniu budowlanym z 1973 roku zasady regulacji oraz utrzymania rzek i potoków. Finansowanie jak i przydział środków nastąpić może teraz jedynie tylko wtedy jeśli planowana regulacja cieku będzie miała korzystny wpływ na biologiczny stan cieku. W roku 1980 wprowadzono w Północnej Nadrenii-Westfalii, na podstawie Prawa Wodnego, jako ogólnie uznane rozwiązania techniczne dla regulacji i utrzymania rzek i potoków. Oczywiście wprowadzając nowe metody biologicznej zabudowy cieków popełniano również błędy, toteż rozwiązania te wielokrotnie uzupełniano aż do aktualnie obowiązującego 4 wydania. Wytyczne te precyzują wymogi jakim odpowiadać ma regulacja wód w celu osiągnięcia właściwych (oczekiwanych) efektów przyrodniczo-krajobrazowych. (Fließgewässer ... 1980)

Praktyka

Utrzymanie i konserwacja cieków w Niemczech należy z reguły do obowiązku gmin lub związków spółek wodnych. (Wasserverbände). W myśl obowiązujących Wytycznych realizowane mogą być zadania, przy których renaturyzacja rzek i potoków jest jednoczesnym celem.

Odpowiedzialny za utrzymanie cieków, przedstawia właściwym organom gospodarki wodnej, plan przewidywanych prac regulacyjnych i konserwacyjnych (renaturyzacji). Plan ten zostaje w kolejności przedłożony do wglądu Urzędowi Ochrony Środowiska tj. krajowemu instytutowi do spraw Ekologii, rozwoju krajobrazu i planowania lasów a następnie pozostałym związkom oraz urzędowi do spraw rybackich i pokrewnym jemu organizacjom. Na podstawie uzyskanych opinii organy gospodarki wodnej wydają albo odmawiają zezwolenia na prace przy regulacji, utrzymaniu i konserwacji cieków.

Taki tryb postępowania jest zgodny z federalnym prawem ochrony natury.

Finansowanie

Dla realizacji programu renaturyzacji środowiska rzeczno, który w swym zamiarze doprowadzić ma do stworzenia dogodnych warunków w procesie kształtowania środowiska, rząd krajowy przewiduje różnorodne formy pomocy finansowej. Pomoc ta udzielana jest na wniosek podejmującego działalność budowlaną wówczas gdy:

- planowana regulacja rzeki lub potoku doprowadzi koryto cieku i jego otoczenie do warunków zbliżonych naturze, a nie dające się do uniknięcia

szkody wynikające z toku realizacji tego projektu zostaną ograniczone do minimum,

- opracowanie projektu regulacji nastąpi zgodnie z "Wytycznymi do regulacji i utrzymania cieków zbliżonych do natury",
- przy utrzymaniu i konserwacji cieków przestrzegane będą zasady regulacji bliskiej naturze (przy uruchomieniu mechanizmów naturalnego kształtowanie środowiska rzeczno), a prace wykonane zostaną zgodnie z uprzednio wcześniej opracowanym planem utrzymania cieku, przedłożonym został właściwemu organowi gospodarki wodnej, oraz do spraw ochrony środowiska,
- program sadzenia drzew i krzewów w strefie brzegowej przyczyniać się będzie do poprawy jakości wód w cieku i wpłynie na zwiększenie wzajemnego oddziaływania cieku na otoczenie,
- budowa, odbudowa lub utrzymanie wód stojących np. stare zakola rzeczne, jak i tworzenie, odtworzenie lub utrzymanie terenów podmokłych realizować będzie w celu doprowadzenia cieku do stanu pełnej sprawności (wydolności) biologicznej i właściwego dla niego stanu w którym wszystkie funkcje cieku mogą zostać spełnione.

Należy podkreślić, że pomoc finansowa rządu udzielana zostaje z zastrzeżeniem, że głównym celem programu renaturyzacji rzek jest stworzenie odpowiednich warunków aby planowane inwestycje przyczyniły się do rozwoju biotopów niegdyś charakterystycznych dla tego regionu krajobrazowego i obejmującym obszar na przestrzeni całej długości cieku, tj. od źródła do ujścia. Ważnym tutaj czynnikiem jest odtworzenie starego reżimu potoku, jego właściwości i dynamiki, istotnej w procesie kształtowania koryta i terenów zalewowych.

Planowanie

Przy opracowaniu koncepcji renaturyzacji rzek i kotlin rzecznych wychodzi się z założeń praktycznych, tj w pierwszej kolejności opracowywane zostają plany dla dużych i znaczących, dla danego regionu, rzek. I tak dla przykładu w Północnej Nadrenii Westfalii zostały opracowane, względnie znajdują się w opracowaniu, koncepcje dla rzek: Ems, Lippe, Niers, Sieg i Ruhry. Rzeki te mają stworzyć sieć podstawowych powiązań ekologicznych w strefie aktywnego wpływu cieku. (Ökologie ... 1991).

Prace projektowe przeprowadzane zostają przez urzędy gospodarki wodne, niekiedy też w przypadkach wyjątkowych przez spółki wodne. W pierwszej kolejności następuje określenie zasięgu przestrzeni badanej, która z reguły obejmuje obszar zalewowy. Kolejnym krokiem są następujące czynności:

- ocena ekologiczna stanu istniejącego,
- zdefiniowanie głównego celu zadania,
- sporządzenie katalogu zadań cząstkowych,
- przygotowanie szczegółowych dokumentacji wykonawczych.

Realizacja zadań następuje etapami. Głównym ich celem jest doprowadzenie do ekstensywnego zagospodarowania doliny rzecznej. Możliwe jest to jedynie we współpracy z rolnictwem. Z właścicielami gruntów położonych na terenach zalewowych, którzy gotowi będą grunty orne przekształcić na tereny zielone w celu prowadzenia ekstensywnego gospodarowania, zawarte zostają wieloletnie umowy przewidujące rekompensatę strat z tego tytułu i tym samym zabezpieczające egzystencję rolników.

Pierwsza ocena efektów

Po wprowadzeniu „Wytocznych“ wzrosła znacznie liczba przedsięwzięć zmierzających do ukształtowania brzegów rzeki i terenów zalewowych w celu poprawy warunków ekologicznych. Dotyczy to zwłaszcza tych cieków, na których przeprowadzono wcześniej regulację odpowiadającą wymogom czasu z ubiegłych dziesięcioleci. Ten wyraźny zwrot w koncepcji i zaniechanie dotychczasowych metod regulacji rzek był możliwy dzięki dużemu wsparciu finansowemu przez państwo. Wsparcie to może wynosić do 80% całkowitych kosztów.

W Północnej Nadrenii-Westfalii opracowywane są projekty renaturyzacji 12-u rzek i ich dolin. W tym celu przeprowadza się na łącznej długości ok. 1100 km cieków i obszarze ok. 80000 ha powierzchni terenów przyległych do koryta, prace badawcze, oraz projekty wykonawcze. I tak dla przykładu w celu realizacji przedsięwzięć na obiektach rzeki Ems, Lippe i Ruhry zostały dla tego celu zakupione tereny o łącznej powierzchni 325 ha. Jedno z pierwszych przedsięwzięć jak powstanie nowych biotopów nad Rührą w miejscowości Essen i Mülheim zostało urzeczywistnione. W miejscowości Hattingen-Winz powstał na terenie przybrzeżnym biotop o powierzchni 110 ha.

Duże powierzchnie terenów przybrzeżnych rzeki Lippy zostały poddane gospodarce ekstensywnej. Na odcinku długości 2 km zostało podniesione dno rzeki aby przywrócić naturalne warunki które istniały pierwotnie. Rzeka ta ma znowu podobnie jak kiedyś, oddziaływać na środowisko. Częste teraz wylewy wód powodziowych, jak i wywołana zmianą spadku, dynamika przepływu, przyczynić się mają do powstania nowych przestrzeni życiowych dla flory i fauny wodnej.

Dla urzeczywistnienia podobnego programu renaturyzacji rzeki Ems, na odcinku od miejscowości - Telgte do Westbevern tj. na długości 8 km, rząd Północnej Nadrenii-Westfalii przeznaczył kwoty 30 milionów marek.

Pozytywne wyniki przyniósł też program ekologiczny realizowany w zlewniach rzek Ems-Lippe na który przeznaczono łącznie z przebudową strukturalną regionu 12 miliardów marek, w tym między innymi 45 milionów na budowę oczyszczalni ścieków przemysłowych i komunalnych dla przywrócenia naturalnych warunków biologicznych w strefie koryta rzecznej oraz pierwotnych struktur hydrograficznych w zlewni tych rzek.. Przekształceniu poddane zostało od roku 1982 łącznie 35 cieków co kosztowało rząd krajowy 94 milionów marek.

Podsumowanie

Regulacje rzek były przeprowadzane na terenie Północnej Nadrenii Westfalii przez kilka stuleci w szczególności w okresie ostatnich 150-0 lat (industrializacja regionu). Celem tych przedsięwzięć była potrzeba pozyskania nowych terenów rolniczych, których malała powierzchnia z rozbudową przemysłową i powstawaniem dla jego potrzeb nowych aglomeracji miejskich. Rzeki, niegdyś naturalne strumienie, przeobrażano w betonowe koryta a z czasem nawet w kanały podziemne, o dominującej funkcji kanału prowadzącego ścieki przemysłowo-komunalne. Uciążliwy zapach odprowadzanych nieczystości był powodem tego, że coraz częściej przebudowywano potoki w zamknięte kanały podziemne. W tej sytuacji nie było już mowy o gospodarce wodnej a jeśli nawet to prędy o ściekowej. Aby przerwać ten stan permanentnej dewastacji naturalnego środowiska rzecznoego wydano odpowiednie przepisy prawne uwzględniające metody utrzymania cieków zgodnie z wymogami natury. Od tego momentu wody płynące jak i stojące ujęte zostały programem renaturyzacji, którego celem jest przywróceniem ich pierwotnej roli w środowisku przyrodniczym. Realizację tego programu powierzono organom gospodarki wodnej i organizacjom spółek wodnych, które zajmują się przygotowaniem inwestycji, poszukiwaniem środków finansowych i szkolenia kadr.

Literatura

Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen. Richtlinie für naturnahen Ausbau und Unterhaltung
Landesamt für Wasser und Abfall NW, Düsseldorf ss.43
Ökologieprogramm im Emscher-Lippe-Raum 1991 - 1995. MURL, Düsseldorf, ss. 42.

Summary

The renaturisation of the streams and river valleys at the instance of the Nordrhein-Westfalen. In this work have been presented achievements on the field of the rivers renaturisation, which have been obtained in the last several years in the North Nordrhein-Westfalen. The lawful basis and the organization system have been discussed, the examples of the investition realization and their financial conditions and the first effects. have been described too.

Piotr Krzyczkowski , Andrzej Drabiński
Instytut Melioracji i Kształtowania Środowiska AR we Wrocławiu
50 - 363 Wrocław,
pl. Grunwaldzki 24

V-SHAPED FISH-LADDERS AS A CONTRIBUTION TO THE RIVER ENVIRONMENT

R. Verhoeven¹, L. Van Poucke²

¹ Director, Hydraulics Laboratory, University of Gent,

² Scientific Researcher, Hydraulics Laboratory, University of Gent,

Introduction

Increasing interest in ecological aspects of the environment has resulted in a focus on sanitation of surface water. The realization of extended and well-prepared water purification programmes results in the re-establishment of an acceptable water quality in rivers. The implementation of a fish-friendly approach of canalized and regularized rivers is a topic which needs to be included in every integrated water resources management project. Rivers are important migration routes for fishes. Migration is necessary for the sake of reproduction and the search for food and protection. Fixed or movable weirs which are built for reasons of navigation or water control and management, prohibit natural migration. To achieve migration, a separate, universal fish passage must be built. This can among others be realized by dividing the existing difference in level in several smaller intervals. This paper deals with the design of V-shaped fish-ladders as a possible solution.

Main Characteristics of a Fish-Ladder

Many constructions built in the past don't fulfil the minimum requirements. Level differences are too big; air barriers behind the water nappe frighten fishes; maximum water velocities exceed the physical capacities of the fishes and rest-zones are hardly present. From these observations it can be concluded that a thorough research for design criteria of fish-ladders is obviously necessary.

In a first-phase, insight in the available knowledge was gained from an extended literature study [2], [4], [5]. The Institution of Nature Conservation provided information on existing fish-ladders and swim- and behaviour characteristics of different fishes [3]. From this it was concluded that the study should be limited to the design criteria of a V-shaped fish-ladder, taking into account boundary conditions with regard to hydrology, biology and water management.

(1) Hydrology

The design discharge as a governing parameter is obtained from the drainage characteristics of the river. For highly different discharges the fish passage will be less efficient due to a too thin or aerated nappe or too extreme flow velocities.

(2) Biology

The fish-ladder should be designed for a particular number of fish species, taking into account their swim and sprint speeds and jump capacities.

(3) Water management

The optimized design of a fish-ladder only is significant if correctly implanted in the drainage system. The fish should easily find the passage and the water discharge should not be obstructed.

The design discharge is primordial for the design of the fish-ladder. On rivers where under normal circumstances a constant stage is assured by a movable weir, a preset discharge over the fish-ladder can be guaranteed. In this case the passage will be built as a bypass-construction. Otherwise the ladder will be implanted in the riverbed itself while the basic discharge determines the design criterion. Sufficiently wide, V-shaped weirs make the fish-ladder also to function at increased discharges. As occurs in every natural situation, the construction will be inoperative during flood-periods.

In addition to these boundary conditions, the following guidelines, requirements and restrictions should be taken into consideration :

1) Minimal obstruction for fish migration

Optimal migration means that the passage of the fish should be obstructed as less as possible. This results in a maximum width of the passage in relation to the rivers cross-section.

2) Fish migration as a function of time, temperature and water-stage

As fish migration depends not only on the seasons but also on water temperature and stage, the ladder may be required to function the whole year.

3) Efficiency

The implanted construction must encourage fish migration.

4) Fish-friendly

At the sides of the main current, rest stages must be available in every reach.

5) Economical aspect

Due to financial reasons the total design and especially the length of the passage is restricted to minimal dimensions.

6) Optimal hydraulic characteristics

The maximum fall height is restricted to 0.15 to 0.20 m. Air barriers always should be avoided as they form an absolute obstacle to fish migration. This results in a minimum backflow influence of 50 %, while the design-discharge is chosen at a reasonably high value. If there is no restriction to the number of reaches, the fall should be as small as possible as this results in higher backflow influence and at the same time lower flow velocities. The depth shall be 0.5 to 1 m and, if there are no restrictions, must be as great as possible. By this, every reach increases its water

volume which positively influences energy dissipation. Reaches must be long enough to allow sufficient energy dissipation in each reach. A too short reach length accumulates the energy downstream.

HYDRAULIC MODEL STUDY

To determine the characteristics and the dimensions of the fish-ladder, a hydraulic model on a scale " " was built. From this experimental set-up we have derived the shape of the weirs and the dimensions such as length, width and depth of the reaches. The experiments were performed for normal flow regime, taking care that the conditions for rest stages, maximum water velocity, minimum water height and sufficient back-flow influence were fulfilled. For this study a design discharge of $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ was chosen. One after the other the different parameters influencing the flow distribution were studied.

1. Shape of the weir and velocity distribution on the crest (Figure 1)

Starting from literature data [2], the shape of the weir was found in an iterative way. From preliminary tests it was decided to shape the crest relatively wide and rounded, in order to avoid formation of air bubbles behind the nappe.

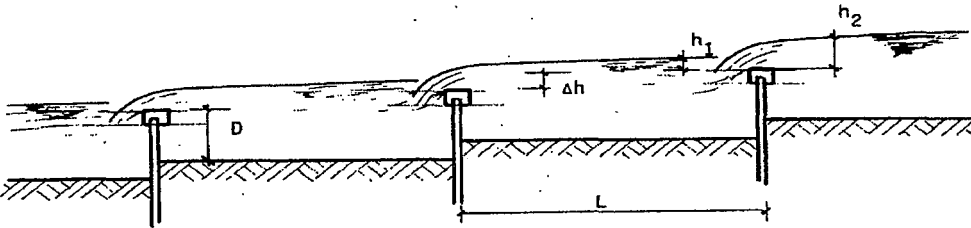


Figure 1 : Schematic presentation of longitudinal profile of a fish-ladder.

Different test series resulted in the construction of a V-shaped weir with slopes $1/5$ and $1/7.5$. For this construction the conditions for water height (minimum 0.3 m) and restricted velocity zones are fulfilled. Figure 2 shows the velocity to increase to 1.5 m/s at the point of the weir, while at the sides it falls below 0.9 m/s . For measurements performed 0.20 m upstream the weir a decrease of the maximum velocity to 1 m/s is found. This means that the high velocity zone is restricted in length, which should be no invincible obstacle for the fishes. At $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge the nappe is 3.7 m wide. Increasing the back-flow influence at constant discharge decreases the maximum speeds slightly. For economical reasons it is obvious to seek a maximum fall height, without ignoring the conditions of speed and backflow influence.

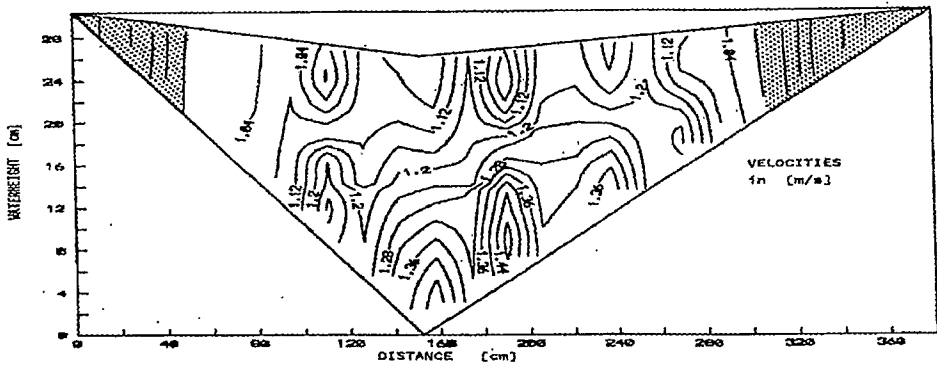


Figure 2 : Velocity distribution over an asymmetrical triangular weir for a discharge of $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

2. Length and width of the reaches and velocity distribution

The necessary distance for energy breaking of the waterfalls and the condition of zones with still water form the governing parameters for determining the length of the reaches. Tests on reaches with variable length and depth have shown the length to be 4 m minimum, under the condition that 0.80 m depth is available. If respected, these design parameters do not cause energy transfer to the downstream reaches.

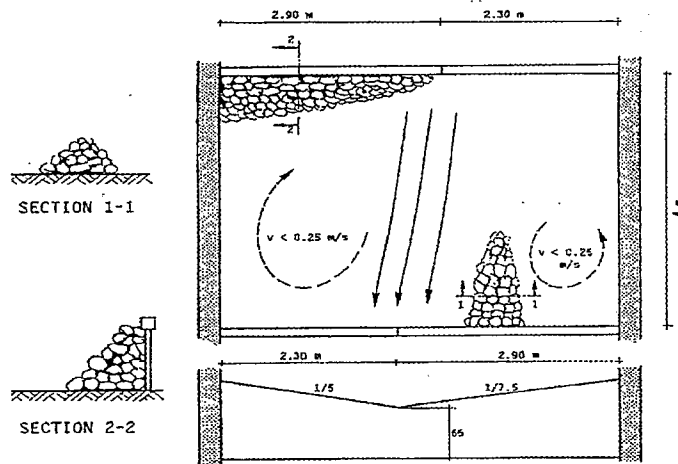


Figure 3 : Location of bulk stone and flow pattern.

In order to create sufficient stillwater stages additional precautions should be taken. For poor swimmers these zones are an absolute need to give the fish-ladder an overall function. In [2] the total width is said to be at least 25 % larger than the overflow width. For the model the total width is 5.20 m, resulting in rather poor rest stages with 0.4 m/s as a minimum velocity. However, some precautions can be taken to reduce this value considerably.

To favour the energy breaking of the water nappe a bulk stone slope is realized against the downstream part of the weir with slope 1/7.5. This breaks the overfalling water and originates a slanting flow pattern in the reaches. The combination with a small longitudinal rise, 0.3 m high at the downstream end of each reach, leads to an acceptable streamline pattern which still improves by eccentricing the point of each weir over 0.30 m alternately left and right from the fish-ladder axis and by switching the steep and the mild sloped sides of the weir. Figure 3 shows the streamline pattern obtained with the final solution.

3. Depth of the reaches and stage difference between the weirs

In order to create a situation where fishes can easily migrate, a back-flow influence of about 50 % must be respected. For the asymmetrical weir mentioned under 2 and a $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ design discharge, a maximum difference in level of 0.15 m is required. The depth is strongly related to the length of the reaches. For sufficient energy absorption, decreasing depths demand more length. The laboratory tests showed a combination of the proposed weir shape with 5 m length and 0.80 m depth, as presented in Figure 3, to fulfil all conditions. Solitary stones at the bottom of the ladder increase roughness and energy breaking and create additional resorts for fishes. If for practical reasons the required depth cannot be realized, the length of the reaches should be increased. Each 0.10 m lack of depth asks for an additional length of 0.30 to 0.40 m. Anyhow a minimum depth of 0.50 to 0.60 m should be respected.

4. Conclusions concerning the design criteria of the fish ladder

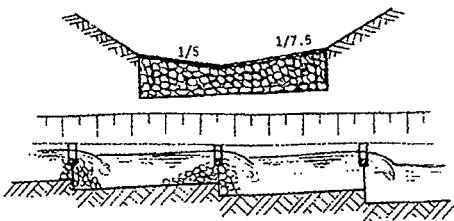


Figure 4. Design proposal for a V-shaped fish-ladder.

The design discharge is the governing parameter for the dimensioning of a fish ladder. For a $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge the construction is dimensioned as follows : the reaches each have a minimum length of 4 m. The overflow width is at least 5.20 m and the depth is 0.80 m. The weir is V-shaped and asymmetrical with respective slopes of 1/5 and 1/7.5. The point of the weirs is situated 0.30 m alternately left and right from the fish-ladders axis, while the short side is the steep sloped one. Finally, the difference in level between two consecutive weirs shall not exceed 0.15 m. Low speed zones are created by installing bulk stones at both sides upstream and downstream of the mild slope of the weirs. In the upstream reach this is a continuous 0.30 m high longitudinal sill up to the middle of the reach. At the downstream side a mild slope is installed up to the weir crest. Figure 4 and Photo 1 provide a clear illustration of these conclusions.

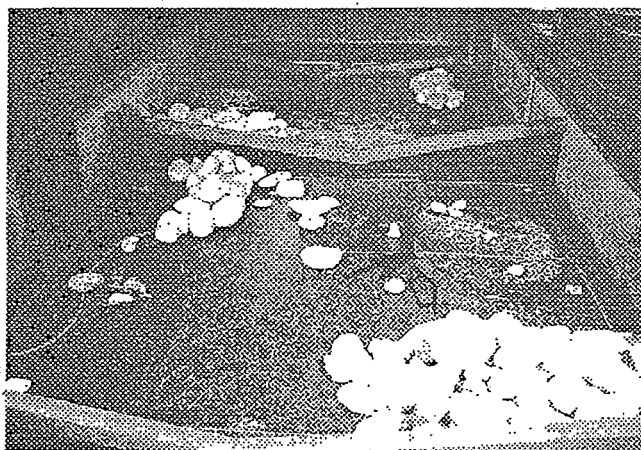


Photo 1. General view on the designed fish-ladder lay-out.

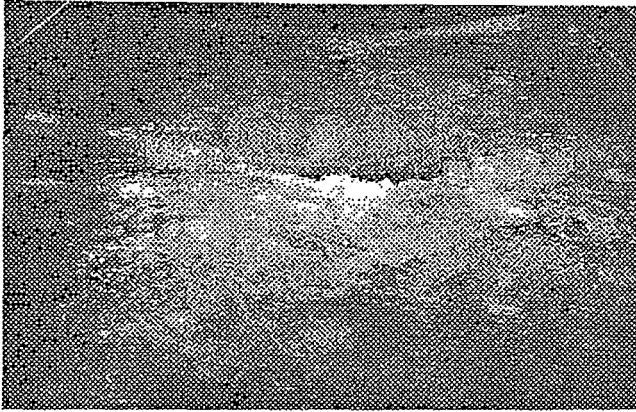


Photo 2. Model fish-ladder, operating at $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$

5. Extension of the results and constructive aspects

As summarized in Table 1, for other design discharges the dimensions of the fish ladder can be calculated based on the Hydrodynamic Similarity Theory.

Q [m^3/s]	L [m]	B [m]	D [m]	ΔH [m]	H [m]
0,5	4,0	5,20	0,80	0,15	0,28
1,0	4,8	6,40	0,95	0,18	0,32
1,5	5,75	7,50	1,10	0,22	0,38
2,0	6,50	8,45	1,15	0,24	0,43
2,5	7,10	9,20	1,20	0,27	0,47

If possible, at regular distances some reaches, oversized in length, should be installed. By this, extra rest stages are created. The constructions should not be engineered in smooth concrete. On the contrary a rough bulk stone construction in the premised shape will be implemented. Concrete injection is advised to avoid damage in flood periods. Simultaneously the surface roughness must be respected. Installation of solitary stones at the bottom improves the fish-ladder's qualities.

LOCATION OF THE FISH-LADDER

1. General aspects

Besides a fish-friendly environment, a well-considered choice of the fish-ladder's location must assure the efficiency of the construction. Fishes will find the fish-

ladder's entrance only in case a clear tempt stream is present.

In small rivers where only fixed sills appear, the fish-ladder should be constructed in the riverbed itself. The fixed sill is replaced by a number of V-shaped weirs. The shape and dimensions of the weirs must correspond to the river's base flow. Higher discharges mainly result in a wider overflow while velocities hardly change. In this case there is no need for the tempt stream.

In case of water control constructions which are built to maintain the stages within very small limits, the fish-ladder is built as a bypass. As in this case the ladder is situated aside the river, special attention should be paid to the problem of luring the fishes to the entrance.

Figure 5 gives a plan view of the location. The outlet must be situated downstream the turbulent flow field behind the weir. It is oriented transversely to the main current. By this an athwart flow is created. In case of base-flow, at the upstream entrance the velocity toward the ladder should exceed the stream towards the weir. So, for the efficiency of the fish-ladder the bifurcation with the river matters greatly. For the intermediate reaches the conclusions of this study should be respected, without any obligation of maintaining a rectilinear trace. Depending on the local situation and the creativity of the designers, several ground-plans can be developed.

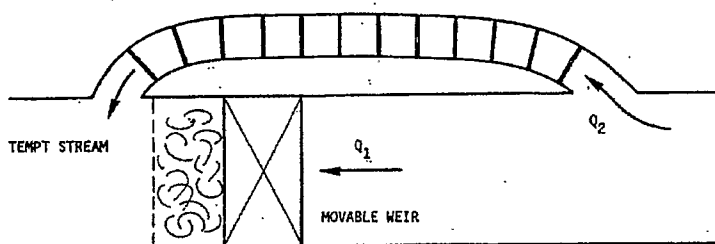


Figure 5 : Location of a fish-ladder.

CONCLUSIONS

It is not obvious to design a well-functioning fish-ladder. Starting from physical and swim characteristics of the fishes, the designer needs to establish well-defined hydraulic circumstances to assure optimum fish migration. The design discharge is the base parameter. Based on its value, the dimensions of the fish-laddere are determined, taking into account conditions and restrictions with respect to maximum velocity, back-flow influence, rest stages, etc. Also special attention should be paid to the connection of the fish-ladder to the river. A sound combination of these parameters will guarantee the optimal functioning of the construction. In addition to a perseverant and continuous effort for sanitation of surface water, fish-ladders contribute to the stimulation of the fish population and thus to the ecological value of rivers.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank the Institution of Nature Conservation which provided valuable information on existing fish-ladders and swim- and behaviour characteristics of different fishes and the Infrastructure Department of the Water Authorities of the Flemish Community who contracted the study to the Hydraulics Laboratory of the University of Gent.

REFERENCES

- [1] Boiten W.; "The V-shaped fish-ladder – optimisation of the hydraulic design", Agriculture University Wageningn, the Netherlands, 1989.
- [2] Coeck J., Van De Lannoote, Yseboodt R.; "Fish-passages for lowland rivers : operation, constructions, evaluation", Nature Conservation Institute, Report IM 1.91.50; 1991.
- [3] Larinier; "Guide pour la conception des dispositifs de franchissement des barrages pour les poissons migrateurs", Bulletin français de pisciculture, France, 1983.
- [4] Muyres W.; "Fish-ladders", Ministry for Agriculture and Fishery", the Netherlands, 1987.

Summary

Due to the improvement of water quality in rivers, new ecological problems turn up. The implementation of a fish-friendly approach of rivers is a topic to be included in every integrated water resources management project. To achieve fish migration in canalized or regularized rivers, fish ladders are constructed. This

paper deals with the design of V-shaped fish ladders as a possible solution. The design criteria of the construction are defined, starting from the swim and jump characteristics of different fish species and taking into account all boundary conditions with regard to hydrology, biology and water management.

R. Verhoeven¹, L. Van Poucke²

¹ Director, Hydraulics Laboratory, University of Gent,

² Scientific Researcher, Hydraulics Laboratory, University of Gent,
Sint-Pietersnieuwstraat 41, B-9000 Gent, Belgium

Tel. : +32/9/264.32.80 – Email : Ronny.Verhoeven@rug.ac.be

Tel. : +32/9/264.42.13 –

WPLYW BUDOWLI WODNYCH NA WARUNKI TLENOWE W RZECE

INFLUENCE OF WATER STRUCTURES ON OXYGEN IN RIVER

Sławomir Bajkowski

Katedra Budownictwa Wodnego

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wstęp

Zawartość tlenu w wodzie cieków płynących swobodnie, zależy od wielu czynników, wśród których wyróżnia się: temperaturę wody i otoczenia, powierzchnię styku wody z otaczającym ją powietrzem, intensywność turbulencji przepływu wynikającą z zaburzeń pola przepływu oraz od intensywność procesów biologicznych i chemicznych zachodzących w obszarze przepływu strumienia. Ilość wolnego tlenu w wodzie decyduje o zdolności samooczyszczania się cieku.

Proces rozpuszczania się tlenu w wodzie można przyspieszyć powodując dodatkowe zaburzenia przepływu lub doprowadzając powietrze do wnętrza obszaru przepływu. Napowietrzaniu strumienia towarzyszy zmiana jego parametrów hydraulicznych. Przy znacznym napowietrzaniu obserwuje się wzrost napętnienia, przez co zmniejszeniu ulega prędkość przepływu. Zjawisko to wykorzystuje się celem zmniejszenia prędkości przepływu na odcinkach kanałów o dużym spadku, tzw. pochylniach lub bystrzach.

Na większości cieków nizinnych charakteryzujących się niewielkimi spadkami podłużnymi, nie ma odcinków o zwiększonych spadkach, na których mogłoby następować samoczynne napowietrzanie się strumienia. Proces ten zachodzi więc wyłącznie na powierzchni styku wody i mas powietrza, lub też na lokalnych przeszkodach przepływu: kamieniach, karpach, nicciągłościach przekroju poprzecznego strumienia. Duże możliwości w tym zakresie stwarzają budowle wodne. Artykuł zawiera opis badań, celem których było określenie zmian zawartości tlenu w wodzie po przejściu przez budowle piętrzące.

Rola i źródła tlenu w środowisku wodnym

Tlen jest pierwiastkiem decydującym o rozwoju organizmów w wodach rzek i zbiorników. Wody powierzchniowe wzbogacane są w tlen z atmosfery oraz w procesie fotosyntezy roślin. Proces fotosyntezy ma charakter okresowy a jego

nasilenie zależy od czynników zewnętrznych, szczególnie od nasłonecznienia. Intensywność przenikania tlenu w głąb zbiornika wodnego w spokojnej wodzie jest niewielka. Zjawisko to zachodzi gdy nasycenie wody tlenem jest mniejsze od możliwego nasycenia przy danej temperaturze i ciśnieniu. Mieszanie się mas wody spowodowane falowaniem, turbulencją lub prądami konwekcyjnymi przyspiesza proces natleniania wody nawet na znacznych głębokościach. Dużą rolę w natlenianiu wód rzek spełniają budowle hydrotechniczne np. elektrownie, jazy i upusty zbiornikowe.

Tlen w wodach powierzchniowych zużywany jest w procesach trwających nieustannie, niezależnie od warunków zewnętrznych. Do procesów takich zalicza się: oddychanie organizmów, gnicie szczątków organicznych, fermentację, utlenianie substancji organicznej. Zmniejszanie się zawartości tlenu rozpuszczonego w wodzie może następować również w wyniku wydzielania się go do atmosfery przy gwałtownych spadkach ciśnienia, gdy natlenienie wody jest większe od możliwego przy danej temperaturze i ciśnieniu. Rozpuszczalność tlenu w wodzie zależy od jej temperatury i ciśnienia.

W zbiornikach wód powierzchniowych zawartość tlenu podlega zmianom czasowym (dobowym, sezonowym) oraz może zmieniać się na głębokości i szerokości zbiornika. Intensywność tych zmian zależy od nasilenia procesów wzbogacania i zmniejszania tlenu w wodzie, na co znaczący wpływ ma żyzność zbiornika, jego głębokość i typ zbiornika (Szczerbowski i inni 1993).

W wodach powierzchniowych naturalnych zawartość rozpuszczonego tlenu wynosi od 0 do 14 mg/dm³ i rzadko przewyższa tą wartość. Dla wód powierzchniowych czystych procent nasycenia tlenem wynosi prawie 100%, nieznacznie zanieczyszczonych 80-95%, wyraźnie zanieczyszczonych 40-50%. Przy nasyceniu poniżej 30% następuje śnięcie ryb i zaburzenie funkcjonowania biocenozy zbiornika wodnego. Przy nasyceniu tlenem poniżej 20% życie biologiczne w wodzie prawie całkowicie zamiera. Dalszemu spadkowi towarzyszy dominacja procesów beztlenowych. Wody podziemne niższych poziomów wodonośnych tlenu nie zawierają.

Zmiany dobowe dotyczą raczej wierzchnich warstw (epilimionu). Gwałtowny spadek tlenu zachodzi w nocy, kiedy to zahamowany jest proces fotosyntezy. Maksymalną zawartość tlenu obserwuje się w godzinach popołudniowych, minimalną wczesnym rankiem.

Najwyższą zawartość tlenu i najmniejsze zróżnicowanie w masie wody charakteryzuje się okres wiosenny. Latem stężenie tlenu w wodach jezior w górnej warstwie (epilimionie) mieści się w przedziale 8-10 mg/dm³ (nasycenie 90-110%). W okresie dziennym może wzrastać do 200%. W metalimionie i hypolimionie zawartość tlenu obniża się tym intensywniej im żyźniejszy jest zbiornik. Wyróżnia się następujące podstawowe krzywe rozkładu tlenu na głębokości zbiorników wodnych: ortogradową, heterogradową dodatnią, heterogradową ujemną, klonogradową.

W głębszych zbiornikach wód stojących, zawartość tlenu jest niższa niż w wodach płynących i zależy od naturalnego uwarstwienia wody oraz stopnia ich

zanieczyszczenia. Rozkład tlenu w takich zbiornikach zmienia się z sezonowym przemieszaniem mas wodnych. Biorąc pod uwagę zawartość tlenu w różnych warstwach wody, wyróżnia się zbiorniki (jeziora): oligotroficzne - bogate w tlen w całej masie wody, eutroficzne - o zmniejszającej się z głębokością zawartością tlenu i dystroficzne - o niskim budżecie tlenowym na wszystkich poziomach (Szczerbowski i inni 1993).

Niewielkim zróżnicowaniem zawartości tlenu na głębokości charakteryzują się zbiorniki płytkie. Spadek jego ilości występuje w krótkim okresie lata, oraz zimy szczególnie gdy pokryte są one lodem i śniegiem. Niekorzystne jest zaleganie śniegu na pokrywie lodowej. Śnieg uniemożliwia nasłonecznienie wody; 12,5 cm warstwa śniegu pochłania 97-99% promieni słonecznych. Brak światła znacznie ogranicza proces fotosyntezy, jedynego w tych warunkach źródła tlenu.

Największe zróżnicowanie zawartości tlenu w zbiornikach występuje przy brzegach silnie porośniętych roślinnością; w strefie litoralu. W miarę oddalania się od brzegu amplituda dobowa wahań zawartości tlenu w wodzie maleje. Wzrasta zaś przeciętne dobowe stężenie tlenu.

Jedną z głównych przyczyn zmniejszania się zawartość tlenu w wodach zbiorników i jego dyslokacji w masie wody jest ich zanieczyszczenie. Zbiorniki wód powierzchniowych dążą do utrzymywania warunków środowiska w stanie naturalnym w procesie samooczyszczania. Jest to niezwykle skomplikowany proces pozbywania się zanieczyszczeń, zależny od wielu parametrów strumienia wody. Podstawowym warunkiem jego przebiegu jest odpowiednia zawartość tlenu w wodzie. Proces samooczyszczania zachodzi na dwóch płaszczyznach:

- sedymentacji cięższych od wody zawiesin oraz wymieszanie lżejszych zanieczyszczeń z wodą,
- biochemicznej mineralizacji związków organicznych.

Metodyka badań

W odniesieniu do małych budowli piętrzących można założyć, że na długości odcinka pomiarowego rozciągającego się od przekroju piętrzenia do przekroju poniżej budowli, decydujący wpływ na zawartość tlenu w wodzie ma sposób przepuszczenia wody przez budowle. Inne czynniki np. temperatura, ciśnienie atmosferyczne pozostają stałe lub ulegają tylko nieznacznym zmianom. Wpływ fauny i flory na zawartość rozpuszczonego tlenu w wodzie przy krótkim czasie trwania pomiarów przyjęto za mało znaczące. Nie uwzględniano również czynników biorących udział w procesie samooczyszczania się rzeki np. wpływu osadów dennych. Na obiektach badawczych poniżej, których występowały mało zasobne w tlen dopływy boczne np. z wylotów drenarskich, rowów przydrożnych, odcinek pomiarowy obejmował również te dopływy. Na długości odcinka pomiarowego wyróżniono dwa obszary charakteryzujące się różnymi warunkami przepływu:

- obszar wody górnej, powyżej przekroju piętrzenia charakteryzujący się znacznymi głębokościami wody, małymi prędkościami przepływu oraz niewielką turbulencją strumienia. W stanowisku górnym pomiary wykonywano w jednym pionie, położonym w środkowej części przekroju strumienia, na kilku poziomach zależnie od głębokości wody.
- obszar poniżej przekroju piętrzenia, na długości którego tuż poniżej przekroju piętrzenia zachodzi intensywne napowietrzanie się strumienia, w powstającym tam odskoku hydraulicznym. Z biegiem cieku zachodzi zjawisko rozpuszczania się w wodzie tlenu dostającego się w obszar przepływu w pęcherzykach powietrza. Jednocześnie pęcherzyki powietrza w miarę oddalania się od odskoku hydraulicznego wypływają ku górze i pękają na powierzchni zwierciadła wody. Procesy te, o ile nie ma poniżej niecki dodatkowych elementów zaburzających, z biegiem rzeki zanikają. W obszarze tym zachodzi zróżnicowanie zawartości tlenu, nie tylko na długości rzeki ale i w przekroju poprzecznym strumienia.

Rozkład zawartości tlenu w przekroju strumienia wynika ze zróżnicowania intensywności przepływu przez budowle, jak też z występowania dodatkowych przeszkód kierujących niesymetrycznie strumień w dolne stanowisko. Stopień zwiększania się zawartości tlenu poniżej budowli zależy od natężenia przepływu wody przez zamknięcia, które to wynika ze stopnia otwarcia poszczególnych zamknięć lub też nieszczelności tych zamknięć. Do innych czynników zaliczyć można: wysokość spadu, typ zamknięć oraz rodzaj urządzeń do rozpraszania energii. W starszych, częściowo uszkodzonych obiektach, woda przepływa często w sposób niekontrolowany, przez zniszczone zamknięcia. Do przeszkód powodujących niesymetryczny przepływ wody w dolnym stanowisku zalicza się powstające tam mielizny, wystające z dna elementy konstrukcji lub pozostawione w korycie rzeki elementy starych budowli. W większości badanych obiektów, występujące w dolnym stanowisku głębokości nie były duże, stad też pomiar zawartości tlenu wykonywano wyłącznie w przypowierzchniowej warstwie wody na głębokości 0,15 m pod zwierciadłem wody. Pomiary wykonywano po obu stronach rzeki (przy prawym i lewym brzegu) na długości jazu i poniżej. W przypadku występowania w korycie rzeki dodatkowych miejsc napowietrzania lub dopływów bocznych, pomiary odpowiednio zagęszczano. W punkcie pomiarowym mierzono temperaturę wody i wykonywano pięciokrotnego pomiaru zawartości tlenu w $\text{mg O}_2/\text{dm}^3$. Na każdym jazie mierzono szerokości otworów przelewowych, określano rzędne zwierciadła wody górnej i dolnej oraz położenie zamknięć.

Analiza wyników badań

Do badań terenowych wybrano budowle wodne posiadające typowe urządzenia piętrzące. W wyborze budowli do badań kierowano się typem zamknięć i wysokością piętrzenia. W efekcie wybrano 6 jazów piętrzących:

- na rzece Jeziorce w miejscowościach: Konstancin-Jeziorna (obiekt I), Jazgarzew (obiekt II), Zawodne (obiekt III), Lesznówola (obiekt IV),

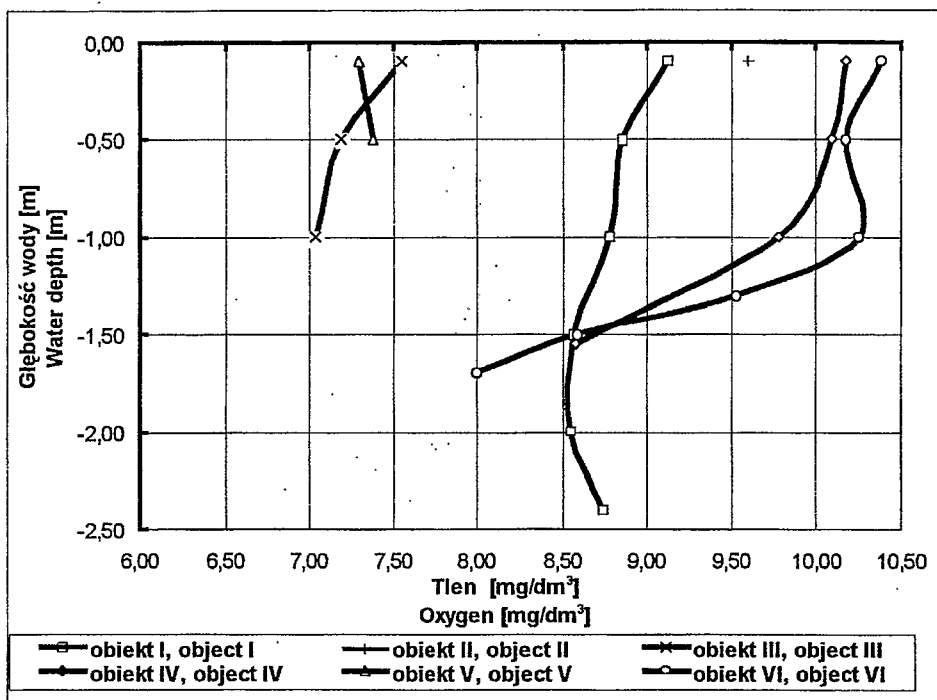
- na Kanale Łasica w miejscowości Elżbietów (obiekt V),
- na rzece Wildze w miejscowości Wilga (obiekt VI),

Wartości natężeń przepływu i spadły na badanych jazach wynosiły:

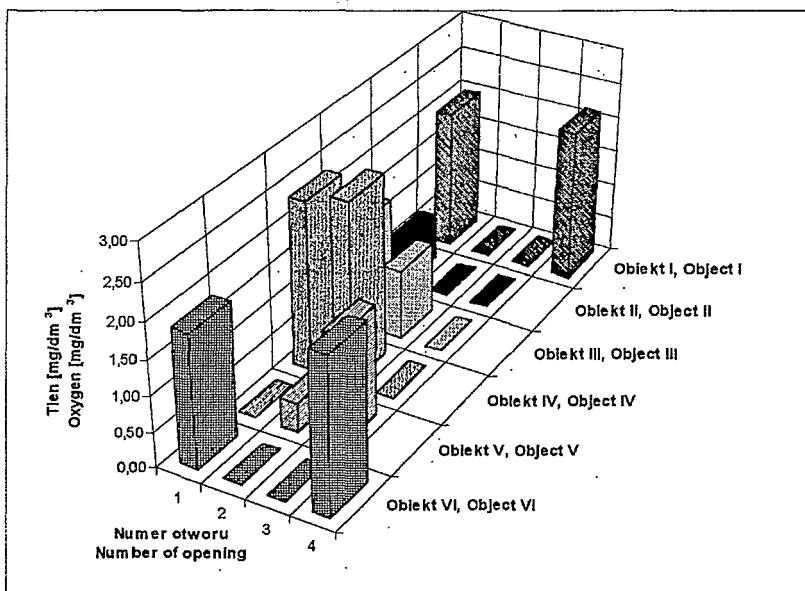
- Konstancin-Jeziorna - 1 otwór 0,75 m³/s, 4 otwór 0,63 m³/s, spady 2,55 m.
- Jazgarzew - 1 otwór 0,68 m³/s, spady 0,66 m.
- Zawodne - 1 otwór 0,71 m³/s, 2 otwór 0,28 m³/s, spady 0,67 m.
- Lesznówola - 1 otwór 0,09 m³/s, 2 otwór 0,05 m³/s, spady 1,70 m.
- Elżbietów - 2 otwór 0,02 m³/s, 3 otwór 0,45 m³/s, spady 0,65 m.
- Wilga - 1 otwór 0,09 m³/s, 4 otwór 0,48 m³/s, spady 2,0 m.

Zawartość tlenu wyrażona w mg/dm³ w górnych stanowiskach badanych budowli jest zróżnicowana (rys. 1). Zauważa się ogólną tendencję zmniejszania się zawartości tlenu z głębokością. Zdecydowana zależność głębokości na zawartość tlenu występuje na obiektach VI (Wilga) i IV (Lesznówola). Na pozostałych jazach ilość tlenu w wodzie nie ulegała tak dużym zmianom na głębokości. W czasie trwania pomiarów temperatura wody zmieniała się niewiele.

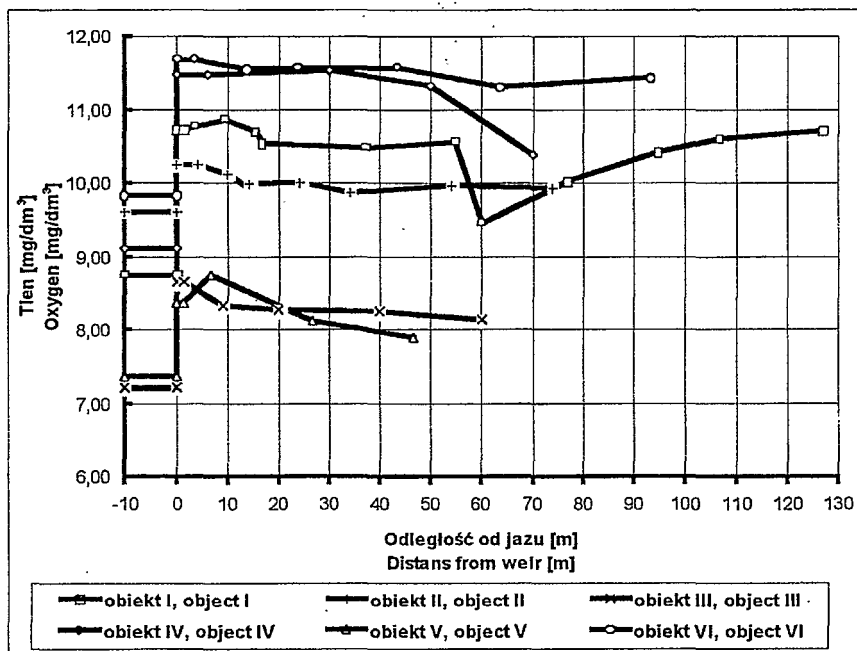
Po przelaniu się wody przez urządzenia piętrzące nastąpił wzrost zawartości tlenu. Wpływ na wielkość tego wzrostu miały: różnica poziomów wody, natężenie i warunki przepływu oraz formy strumienia powstające poniżej zamknięć. Na rys. 2 pokazano wzrost zawartości tlenu na poszczególnych zamknięciach badanych jazów; jako różnicę wartości pomierzonych w wodzie dolnej i górnej, wyrażoną w mg/dm³. Otwory jazowe dla których podano zerowe przyrosty zawartości tlenu w czasie pomiaru były zamknięte i nie przepływała przez nie woda. Zmienność zawartości tlenu na długości odcinka pomiarowego pokazano na rys. 3. Są to wyniki pomiarów wykonanych na głębokości 0,15 m wzdłuż lewego brzegu rzeki. Zawartość rozpuszczonego tlenu w wodzie dolnej zmniejsza się w miarę oddalania się od budowli. Ilość rozpuszczonego tlenu w wodzie dolnej na długości odcinków pomiarowych była na wszystkich jazach większa niż w wodzie górnej. Znaczący spadek zawartości tlenu wystąpił na obiekcie I (Konstancin) w okolicach ujścia do rzeki wód z terenów zawala. Zaobserwowano nieznaczny wpływ nierównomierności przepływu na rozkład zawartości tlenu poniżej jazów. Zależność ta przy wykonaniu tylko badań brzegowych nie jest jednak wyraźna.



Rys. 1. Zmienność zawartości tlenu na głębokości wody górnej.
Figure 1. Distrubution of oxygen in depth of headwater.



Rys. 2. Wzrost zawartości tlenu poniżej zamknięć badanych jazów.
Figure 2. Increase of oxygen in downstream water below weirs.



Rys. 3. Rozkład zawartości tlenu w stanowiskach dolnych badanych jazów.
Figure 3. Oxygen distribution profile along downstream water.

Podsumowanie

Budowle wodne stwarzają dogodne warunki sprzyjające wzrostowi zawartości tlenu w wodzie rzek. Przyrost zawartości tlenu na budowli piętrzącej zależy od stopnia nasycenia wody tlenem, jej temperatury i ciśnienia, rodzaju zamknięć i warunków przepływu oraz parametrów hydraulicznych strumienia (natężenia przepływu, spadu). Wzrost zawartości tlenu w wodzie poniżej budowli piętrzących występuje na znacznym odcinku stanowiska dolnego. W celu dokładnego określenia rozkładu zawartości tlenu w przekroju poprzecznym rzeki należały wykonać pomiary w przekrojach poprzecznych rzeki na różnych głębokościach. Istnieje wyraźny wpływ na zawartość tlenu w przypowierzchniowej warstwie, bocznych dopływów charakteryzujących się niewielką zawartością tlenu.

Literatura

- [1] GOMÓŁKOWIE B, E. 1992. *Ćwiczenia laboratoryjne z chemii wody*. Politechnika Wrocławska, Wrocław.
- [2] KRZEKOWSKA M., KRZYSZTOFIK B. 1993. *Ćwiczenia laboratoryjne z podstaw chemii ogólnej i środowiska przyrodniczego*. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- [3] RÖSCH T., TÖNSMANN F. 1997. *Sauerstoffanreicherung in Wasserkraftanlagen unter ökologischen und ökonomischen Gesichtspunkten Verfahrensweisen und Empfehlungen*. Materialien Band 6/1997. Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft Universität Gh Kassel, 91 ss.
- [4] SZCZERBOWSKI J., A. i inni 1993. *Rybnictwo śródlądowe*. Instytut Rybnictwa Śródlądowego im. Stanisława Sakowicza, Olsztyn, 568 ss.

Summary

Influence of Water Structures on Oxygen in River. The oxygen distributions in upstream and downstream water is presented. Several parameters can influence oxygen uptake at drop structures. Drop height, shape of the gate, water flow rate, headspace ventilation rate, and tailwater depth are the most important parameters. The capacity dissolved oxygen decreased on depth of headwater. In tailwater the capacity dissolved oxygen increased on all weirs.

Sławomir Bajkowski
Katedra Budownictwa Wodnego
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska
SGGW w Warszawie
02-787 Warszawa
ul. Nowoursynowska 166

BYSTRZE O ZWIĘKSZONEJ SZORSTKOŚCI JAKO ELEMENT EKOLOGICZNEJ STABILIZACJI POTOKÓW GÓRSKICH

THE RAPID HYDRAULIC STRUCTURE WITH INCREASED ROUGHNESS AS AN ECOLOGICAL ELEMENT FOR MOUNTAIN STREAM BED STABILIZATION

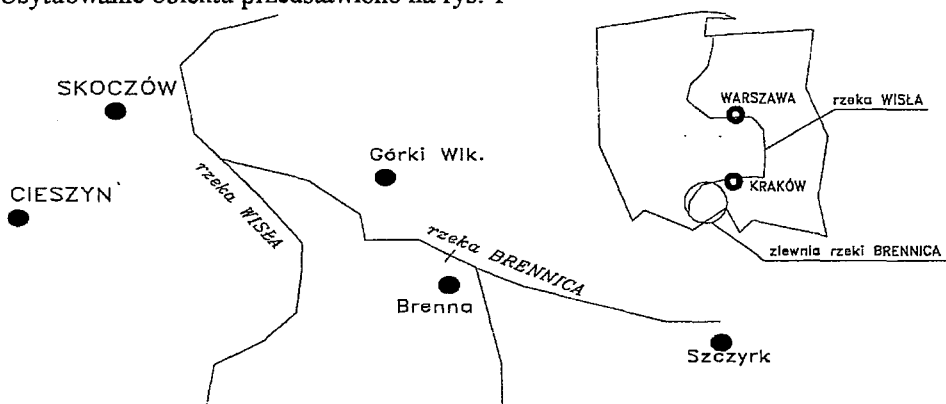
Artur Radecki-Pawlik¹, Ryszard Ślizowski²

¹ Akademia Rolnicza w Krakowie - Katedra Inżynierii Wodnej

² Akademia Rolnicza w Krakowie - Zakład Zaopatrzenia Osiedli w Wodę i Kanalizacji

Wstęp

Z praktyki inżynierskiej wiadomym jest, że rekonstrukcja budowli wodnej sprawia o wiele więcej problemów aniżeli budowa nowego obiektu [Ślizowski, Radecki-Pawlik, 1996]. Decyzja o rekonstrukcji jest podejmowana w zależności od tego w jakim procencie budowla została uszkodzona. W przypadku gdy elementy konstrukcyjne budowli nie zostały całkowicie zniszczone należy budowlę rekonstruować. Decyzję o budowie od podstaw, czy rekonstrukcji należy podjąć na podstawie wizji terenowej i szczegółowej inwentaryzacji obiektu. Zbyt rzadko w tego typu decyzjach korzysta się z metod naukowych opierających się na badaniach modelowych, co zazwyczaj jest spowodowane brakiem środków i ograniczeniami czasowymi. Po zniszczeniu stopnia betonowego na rzece Brennica w roku 1986 podjęto decyzję o rekonstrukcji tego obiektu, poprzez wybudowanie bystrza o zwiększonej szorstkości. Stopień ten znajduje się w kilometrze 7+964 biegu rzeki.]. Usytuowanie obiektu przedstawiono na rys. 1



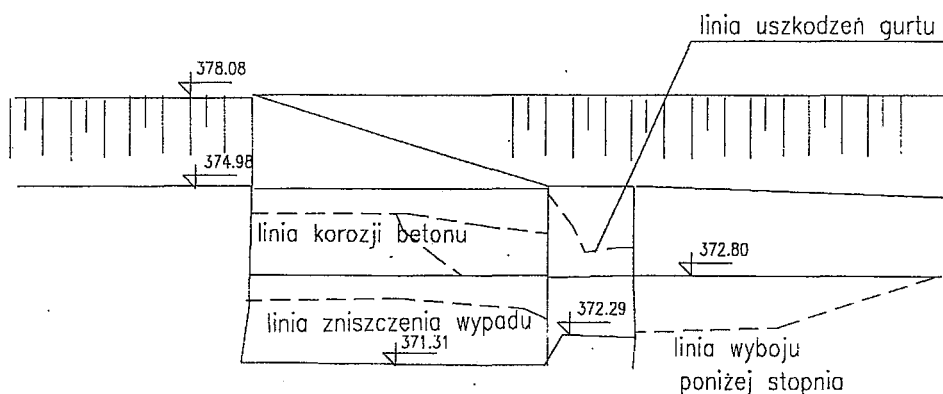
Rys. 1 Usytuowanie badanego obiektu

Fig. 1 Location of a research site.

Należy podkreślić, że uszkodzony stopień, będąc ostatnim obiektem odcinka regulacji rzeki spełniał ważne zadanie stanowiąc podparcie dla pozostałych stopni i progów.

Metodyka badań

Podczas wizji lokalnej oceniono procentowo zniszczenie istniejącego stopnia betonowego, stwierdzając największe zniszczenia na wypadzie obiektu oraz kierownicach bocznych. Nie uległ zniszczeniu natomiast korpus stopnia i na tej podstawie podjęto decyzję o rekonstrukcji. Na rysunku 2 przedstawiono zniszczony stopień betonowy.



(skala skażona)

Rys. 2 Zniszczony stopień betonowy na rzece Brennica.

Fig. 2 Damaged river sill in the Brennica River.

Podczas 19-letniej eksploatacji stopnia dno poniżej obiektu obniżyło się o 2 m. Obniżenie dna nastąpiło prawdopodobnie w wyniku nielegalnego pobierania żwiru z koryta rzeki poniżej wypadu stopnia. Ściana spadowa i przyczółki stopnia pozostały nienaruszone, i na tej podstawie postanowiono przeprowadzić rekonstrukcję stopnia budując w oparciu o istniejącą konstrukcję bystrze o zwiększonej szorstkości [Radecki-Pawlik, 1993].

Bystrza o zwiększonej szorstkości to odcinki koryta o dużym spadku i małej długości z wytworzoną dużą szorstkością poprzez wbudowanie w obiekt kamieni o wielkości około 0,4 - 1,0 m. [Ratomski, 1992], [Ślizowski, 1993]. Przy konstruowaniu bystrzy bardzo istotnym jest ustalenie wielkości kamieni, tworzących szorstką powierzchnię bystrza. Wielkość kamieni na bystrzu można obliczyć

wieloma sposobami. W Austrii Niel [Niel, 1960] zaproponował obliczenie wielkości kamieni na bystrzu jako:

$$D = h I \quad [m] \quad (1)$$

gdzie:

D - wielkość kamieni [m]

h - głębokość wody [m]

I - spadek bystrza [-]

Zależność powyższa może być stosowana przy przepływach poniżej $9 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; dla współczynnika wydatku przelewu $\mu = 0,56$, odpowiada to głębokości 2,7 m na koronie bystrza. Szerokość w/g Niela [1960] bystrza powinna wynosić $(12-15)H$ głębokości bystrza. Zagadnieniem obliczania prędkości na bystrzu zajmowali się Scheuerlein i Hartung [Scheuerlein, 1968]. Badali oni bystrza o spadkach 1:1,5; 1:2,5; 1:5; 1:10 i niezmienniej szorstkości uzyskanej przez wbudowanie kamienia łamanego o wielkości 0,1 - 0,4 m. Na podstawie wyników badań określili prędkość średnią na bystrzu z zależności Darcy'ego Weisbacha:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{h_s \sin \varphi} \quad (2)$$

gdzie:

V - prędkość średnia w przekroju [ms^{-1}]

h_s - głębokość średnia wody [m]

φ - kąt nachylenia bystrza

λ - bezwymiarowy współczynników oporów liniowych, określony z zależności:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -3,2 \log \left(c \frac{k}{4 h_s} \right) \quad (3)$$

gdzie:

$$c = \beta_a (1,7 + 8,1 k_{\max} \sqrt{W \cdot \sin \varphi}) \quad (4)$$

$$\beta_a = 1 - 1,3 \sin \varphi + 0,08 \frac{h_s}{k} \quad (5)$$

gdzie:

β_a - współczynnik napowietrzenia

$k_{\max}$ - wysokość maksymalna kamieni wystających ponad płytę bystrza [m]

k - wysokość średnia kamieni wystających ponad płytę bystrza [m]

W - ilość kamieni na 1 m^2 bystrza.

Knauss [1980] w oparciu o doświadczenia Scheuerleina [1968] opracował podstawowe zasady projektowania bystrzy: optymalny spadek bystrza przyjmuje jako równy 1:8; 1:10, wielkość kamieni ustala z zależności:

$$D = h_s 10 \operatorname{tg} \varphi \quad (6)$$

gdzie:

h_s - średnia głębokość wody na bystrzu [m]

φ - kąt nachylenia bystrza.

W tabeli 1 przedstawiono w/g Knaussa zależność wielkości kamieni na bystrzu od przepływu.

Tabela 1. Zależność wielkości kamieni od przepływu

Table 1. Stone dimension versus water discharge

Wielkość kamieni Dimension of a stone [m]	Przepływ Flow [m ³ s ⁻¹]	Przepływ Flow [m ³ s ⁻¹]	Przepływ Flow [m ³ s ⁻¹]
0,6	2,50	2,70	3,70
0,8	4,60	4,90	5,80
1,2	7,00	7,60	8,90

Projekt techniczny rekonstrukcji stopnia betonowego na rzece Brennicy. wykonano w roku 1987 korzystając z doświadczeń autorów zagranicznych [Knauss, 1980, Niel, 1960, Scheuerlein, 1968] oraz wytycznych projektowych Hydroprojektu,

Parametry techniczne Bystrza na rzece Brennicy

W tabeli 2 przedstawiono dane hydrologiczne rzeki Brennicy w km 7 + 964

Tabela 2. Przepływy charakterystyczne rzeki Brennicy w km 7 + 964

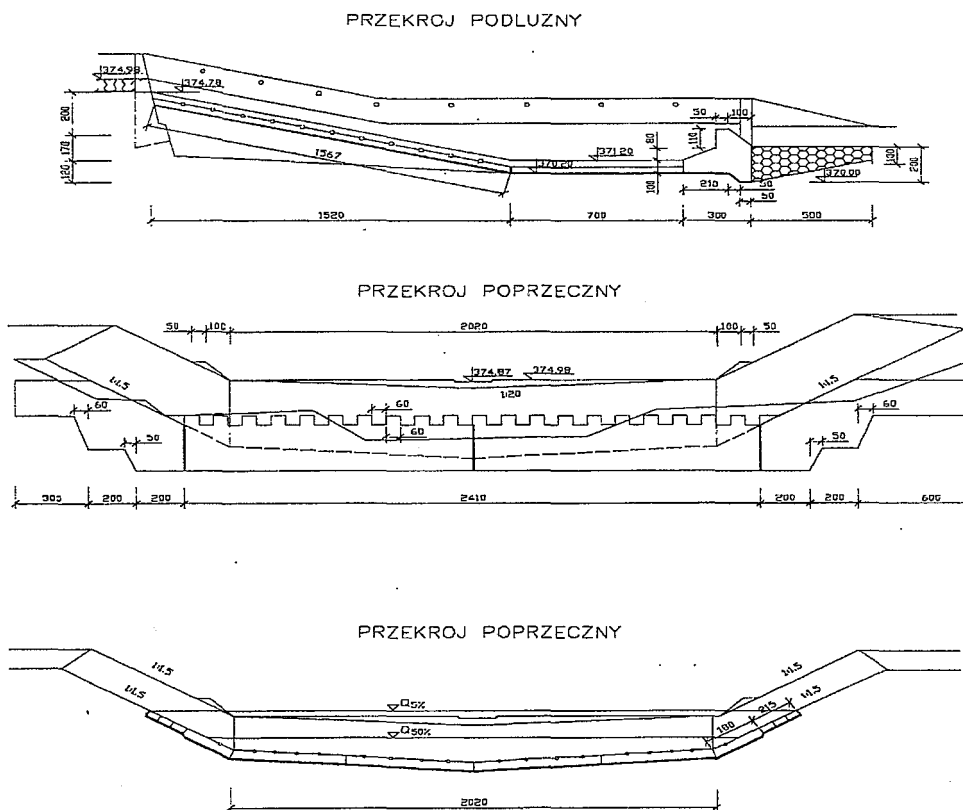
Table 2. Characteristic discharges for the Brennica River site in 7 + 964 km

Lp.	Przepływ charakterystyczny Characteristics of flow	Wielkość przepływu Ratio of flow [m ³ s ⁻¹]
1	NNQ - niski low	0,033
2	SNQ - średnio niski medium low	0,21
3	SRQ - średni medium	1,58
4	SWQ - średni wysoki medium high	57,20
5	Q _{50%}	32,00
6	Q _{5%}	173,00

Obliczenia hydrauliczne przeprowadzono dla przepływów $Q_{50\%}$ i $Q_{5\%}$, jako przepływów miarodajnego i kontrolnego. Obliczenia przeprowadzono różnymi metodami:

- dla stopnia betonowego w/g Chowa [Chow, 1959];
- dla bystrza w/g wytycznych Hydroprojektu [Radecki-Pawlik, Wójcik, 1987];
- dla bystrza w/g metody USBR II przedstawionej przez Dziewońskiego [Radecki-Pawlik, 1993]

Powyższych obliczeń nie przedstawiono w opracowaniu gdyż są one powszechnie znane i nie wnoszą nowych elementów zagadnienia poruszanego w niniejszym artykule. Do dalszych analiz przyjęto dane uzyskane na podstawie metody USBR II. Na rysunku 3 przedstawiono schematy projektowanego bystrza.



Rys. 3 Projektowane bystrze o zwiększonej szorstkości na rzece Brennica.
Fig. 3 Rapid hydraulic structure on the Brennica River - the design plots.

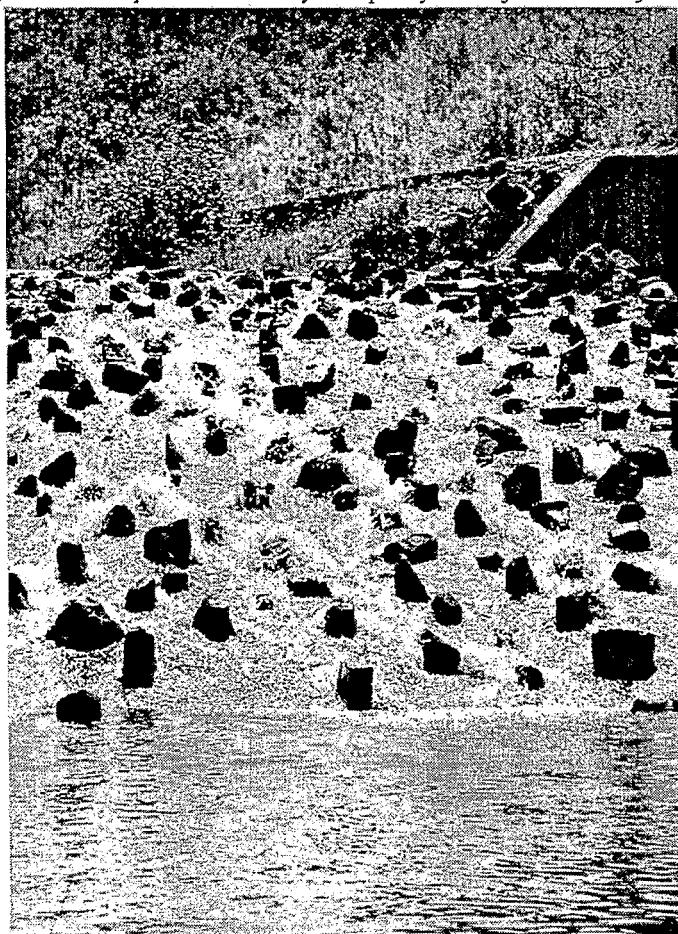
Na podstawie doświadczeń Niela, Knaussa i Scheuerleina obliczono w zależności od przepływu na bystrzu wielkości kamieni tworzących szorstkość. W tabeli nr 3 przedstawiono wielkości kamieni w zależności od przepływu miarodajnego i kontrolnego.

Tabela 3. Wielkość kamieni na bystrzu.

Table 3. Stones dimension used for the rapid

Metoda Method	Wielkość kamieni przy przepływie miarodajnym $Q_{50\%}$ Stone dimensions at determinant	Wielkość kamieni przy przepływie kontrolnym $Q_{5\%}$ Stone dimensions at determinant
	[m]	[m]
Niel	0,2	0,6
Knauss	0,4	1,0

W wyniku obliczeń ustalono wielkość kamieni na projektowanym bystrzu - 0,4 m. Na fotografiach 1 i 2 przedstawiono bystrze po wykonanej rekonstrukcji.



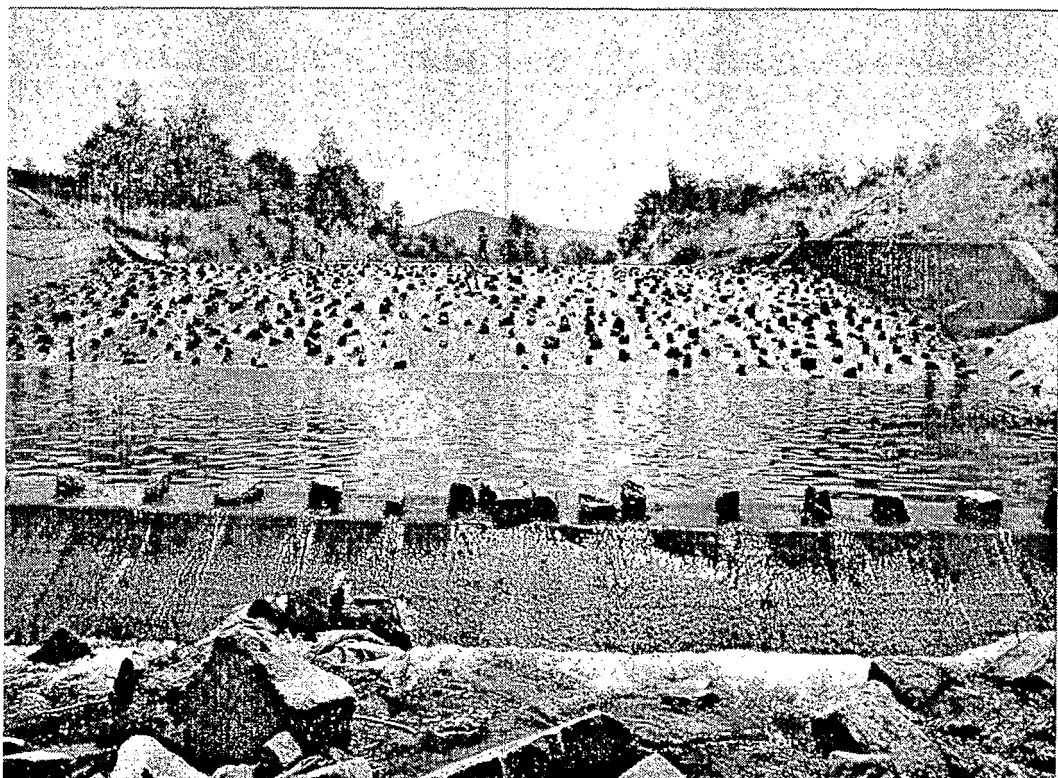


Foto. 1, 2. Bystrze po rekonstrukcji

Photos 1, 2. Rapid hydraulic structure after reconstruction

Wnioski

1. Bezpośrednią przyczyną zniszczenia stopnia betonowego była dewastacja koryta poniżej obiektu, poprzez nielegalny pobór żwiru.
2. Przy rozpatrywaniu problemów związanych z rekonstrukcją zniszczonych obiektów powinno się korzystać z wyników badań naukowych.
3. W porównaniu z betonowym stopniem tradycyjnym bystrze stanowi naturalny element krajobrazu rzeki.
4. W dniu 5.08.1991 odnotowano przepływ $33,8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ czyli większy od przepływu miarodajnego $Q_{50\%}$. Konstrukcja bystrza po przejściu tego przepływu nie uległa uszkodzeniu.
5. Po 8 latach eksploatacji bystrza zauważono, że kamienie z piaskowca nie nadają się do wbudowania w bystrza, gdyż ulegają ścieraniu co powoduje znaczne zmniejszenie szorstkości.

Literatura

- [1] DZIEWOŃSKI Z., 1993, *Rolnicze zbiorniki retencyjne*, PWN, Warszawa.
- [2] CHOW V.T., 1959, *Open channel hydraulics*, McGraw-Hill, N.York.
- [3] KNAUSS J., 1980, *Drzne skluzy*, Vodni Hospodarstvi, Rada AC1.
- [4] NIEL A., 1960, *Über die vernichtung kinetischer energie durch niedere gefallsstufen*, Wien, Oesterreichische Wasserwirtschaft, Haft 4, 5.
- [5] RATOMSKI J., 1992, *Proekologiczna zabudowa rzek i potoków górskich*. XII Ogólnopolska Szkoła Hydrauliki, Międzyzdroje, 21-25 września. Materiały Szkoły s. 59-68.
- [6] RADECKI-PAWLIK A., WÓJCIK A., 1987, *Remont budowli regulacyjnych na rzece Brennicy w km. Od 7+964 do 8+215 - projekt techniczny*, CBSiPBW Hydroprojekt o/Kraków.
- [7] RADECKI-PAWLIK A., 1993, *Stopień - bystrze w Brennej na rzece Brennicy jako przykład wariantu remontu istniejącego stopnia klasycznego*. I Krajowa Konferencja Naukowa z Udziałem Gości Zagranicznych nt. „Bezpieczeństwo i trwałość budowli wodnych”, Wrocław - Rydzyna.
- [8] SCHEUERLEIN H., 1968, *Der Rauhgerinneabfluss. Versuchsanstalt für Wasserbau*, Der Technischer Universität. München, Bericht nr 1.
- [9] ŚLIZOWSKI R., 1993, *Bystrza o zwiększonej szorstkości jako element zabudowy potoków górskich*, Rozpr. hab. nr 181, Zesz. Nauk. AR w Krakowie.
- [10] ŚLIZOWSKI R., RADECKI-PAWLIK A., 1996, *Badania bystrza o zwiększonej szorstkości na potoku Brennica w miejscowości Brenna*, Zeszyty Naukowe AR w Krakowie, ser. Inżynieria Środowiska z. 16, s. 71-77.

Summary

The rapid hydraulic structure with increased roughness as an ecological element for mountain stream bed stabilization. The paper carry on a problem of rebuilding the existing water straight drop structure in Brenna in the Brennica River (Polish, Carpathian mountains) which was changed into the rapid hydraulic structure. The technical project was set up in 1988 and finished in the same year. The structure was rebuilt in the field in early autumn 1990. Artificial roughness of a slope plate of the rapid hydraulic structure was reached by placing cobbles into it. The dimension of cobbles was calculated applying different methods and the optimum value for that dimension was chosen. The cobbles, used for rebuilding purpose were taken directly from the river bed. The structure is environmentally similar to the site. The co-author of the paper was a co-designer of the structure.

Artur Radecki-Pawlik
Akademia Rolnicza w Krakowie
Katedra Inżynierii Wodnej
Al. Mickiewicza 24/28
31-059 Kraków
e-mail: RMRADECK@CYF-KR.EDU.PL

BYSTRZE Z KAMIENIA NATURALNEGO JAKO PRZYKŁAD NOWOCZESNEJ, EKOLOGICZNEJ BUDOWLI REGULACYJNEJ W MAŁYCH ZLEWNIACH RZECZNYCH

STONE RAPID HYDRAULIC STRUCTURE AN EXAMPLE OF MODERN HYDRAULIC STRUCTURES IN SMALL RIVER BASINS

Ryszard Ślizowski¹, Artur Radecki-Pawlik²

¹ Akademia Rolnicza w Krakowie - Zakład Zaopatrzenia Osiedli w Wodę i Kanalizacji

² Akademia Rolnicza w Krakowie - Katedra Inżynierii Wodnej

Wstęp

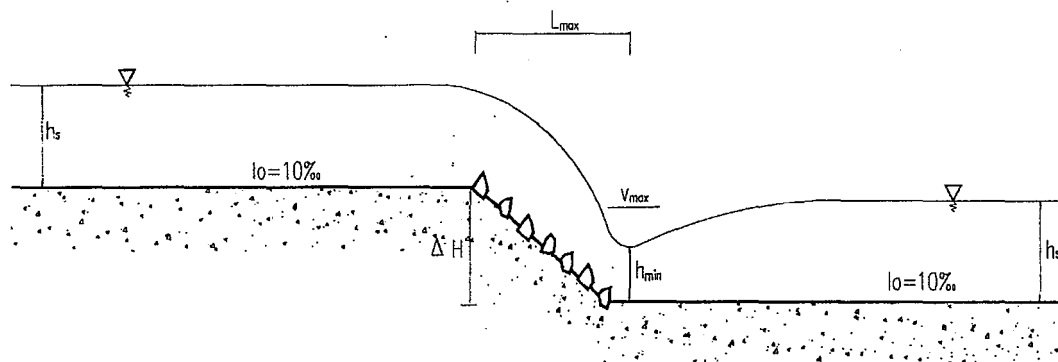
Potok w stanie naturalnym o zarośniętych brzegach znajduje się zwykle w stanie równowagi dynamicznej i biologicznej. Likwidacja zadrzewień koryta stanowi naruszenie jego stanu naturalnego powodujące zmniejszenie szorstkości, a tym samym zaburzenie równowagi dynamicznej. Sprzeczności pomiędzy warunkami przepływu panującymi w potokach zabudowanych w zgodzie z zasadami technicznymi, a wymogami środowiska naturalnego, stały się przyczyną poszukiwania nowych rozwiązań w regulacji potoków górskich. Zastosowanie zabudowy techniczno-biologicznej potoków, zmniejszyło ingerencję w środowisko człowieka, lecz nie spełniło oczekiwań ekologów [Żbikowski, Żelazo, 1993 r.]. Rozwiązania techniczne spełniające wymagania ekologiczne w regulacji naturalnej potoków powinny spełniać następujące ogółce zasady [Kajak, 1992, Ratomski, 1992]:

- bieg potoku należy prowadzić tak, aby jak najmniej różnił się od biegu naturalnego,
- nie należy likwidować istniejących nieregularności koryt, gdyż stanowią one ważny element dla życia biologicznego; należy pozostawić kamienie, nawisy brzegowe, korzenie stanowiące schronienie dla ryb i innych żywych organizmów,
- celowe jest wbudowanie w uregulowane koryto dużych kamieni, które zmniejszając prędkość przepływu przeciwdziałają erozji i powodują zróżnicowanie głębokości, mogące stanowić schronienie dla żywych organizmów,
- skarpy należy umacniać materiałami naturalnymi, jak kamień i świeża faszyna zdolna do porostu,

- dopuszcza się usunięcie istniejących drzew i krzewów jedynie w tych miejscach, gdzie jest to konieczne.

Rozwiązaniem kompromisowym uwzględniającym postulaty ekologów, mogą być metody stabilizacji potoków poprzez wykorzystanie naturalnych elementów zwiększających szorstkość koryta. Jedną z takich metod może być stosowanie bystrzy z kamienia naturalnego o zwiększonej szorstkości [Ślizowski, 1993, Ślizowski, Radecki-Pawlik, 1996], będącą efektem poszukiwań budowli spełniającej wymogi zarówno techniczne jak i przyrodnicze.

Bystrza o zwiększonej szorstkości stosuje się do stabilizacji mniejszych cieków szczególnie górskich i podgórskich [Radecki-Pawlik, 1993]. Budowle te to krótkie odcinki koryta o dużym spadku wynoszącym od 1:3 do 1:15 z wytworzoną dużą szorstkością poprzez ułożenie bloków kamiennych o wielkości około 1 m, w taki sposób aby były one stabilne i maksymalnie zwiększały szorstkość (rys.1) [Ślizowski, 1996], [Peterka., 1964]. Szorstka powierzchnia bystrza powoduje rozpraszanie energii płynącej wody.



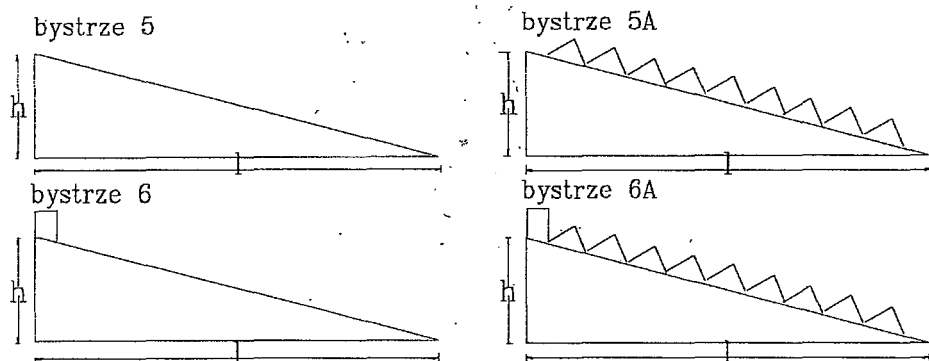
Rys. 1 Schemat bystrza o zwiększonej szorstkości

Fig. 1 Rapid hydraulic structure design plot

Celem niniejszego opracowania jest wykazanie, że zwiększenie szorstkości na bystrzu oraz wbudowanie progu na wlocie bystrza wpływa korzystnie na rozkład prędkości na bystrzu.

Metodyka badań

Badania przeprowadzono dla czterech rozwiązań konstrukcyjnych bystrzy o zwiększonej szorstkości, których schematy przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2 Schematy badanych bystrzy

Fig. 2 Rapid hydraulic structure laboratory plots

Wysokość bystrzy wynosiła 0,3 m, długość $l = 1,35\text{ m}$, nachylenie 1:4,5, a szerokość 0,62 m. Oznaczenia bystrzy 5, 5A, 6, 6A pozostawiono z badań modelowych.

Bystrze 5 wykonane zostało bez progu i z kamieni o wielkości $D = 0,01\text{ m}$. Bystrze 5A wykonane zostało bez progu i z kamieni o wielkości $D = 0,045\text{ m}$. Bystrze 6 wykonane zostało z progiem o wysokości 0,06 m i z kamieni o wielkości $D = 0,01\text{ m}$. Bystrze 6A wykonane zostało z progiem o wysokości 0,06 m i z kamieni o wielkości 0,045 m. Kamienie na bystrzach ułożone zostały w szachownicę. Zastosowanie progu miało na celu podpiętrzenie wody powyżej bystrza w celu ochrony koryta przed erozją i jednocześnie przesunięcie miejsca występowania głębokości krytycznej [Peterka, 1964, Zastera, 1984]]. Prędkości na bystrzu mierzono mikromłynkiem w odległościach co 0,2 m, natomiast w korycie powyżej i poniżej bystrza co 1,0 m. Pomiarami objęto odcinek koryta o długości 4,20 m powyżej bystrza i 12 m poniżej bystrza. W punktach pomiaru prędkości mierzono rzędne zwierciadła wody.

Wyniki badań i dyskusja

Dla czterech rozwiązań konstrukcyjnych bystrzy o zwiększonej szorstkości przy trzech charakterystycznych przepływach mierzono prędkość w osi i w wybranych przekrojach poprzecznych modelu.

Dla przepływu $Q_1 = 0,0245\text{ m}^3\text{s}^{-1}$ prędkości maksymalne wahały się w granicach $0,806\text{ ms}^{-1}$ - $1,386\text{ ms}^{-1}$. Dla przepływu $Q_2 = 0,0490\text{ m}^3\text{s}^{-1}$ prędkości maksymalne zmieniały się od $1,212\text{ ms}^{-1}$ do $1,798\text{ ms}^{-1}$. Dla przepływu $Q_3 = 0,0735\text{ m}^3\text{s}^{-1}$ prędkości maksymalne wynosiły odpowiednio $1,581\text{ ms}^{-1}$ do $2,062\text{ ms}^{-1}$. W punktach

pomiaru prędkości maksymalnych obliczono maksymalne wartości liczby Froude'a, które dla poszczególnych przepływów wynoszą:

- Q_1 - $Fr_{\max 1} = 2,62$
- Q_2 - $Fr_{\max 2} = 2,73$
- Q_3 - $Fr_{\max 3} = 2,77$

Obliczono również minimalne wartości liczb Froude'a:

- Q_1 - $Fr_{\min 1} = 1,16$
- Q_2 - $Fr_{\min 2} = 1,51$
- Q_3 - $Fr_{\min 3} = 1,84$

Na rysunkach 3, 4 i 5 przedstawiono rozkłady prędkości na długości badanych bystrzy.

Bystrze jest budowlą mającą na celu rozproszenie nadmiaru energii. Znając rozkład prędkości i wartości maksymalnych liczb Froude'a na bystrzu, można ustalić prawidłowość działania konstrukcji w aspekcie rozproszenia energii. Zmiany w konstrukcji bystrzy wpływają w sposób istotny na zmianę prędkości i wartości liczb Froude'a na bystrzu. Prędkość i liczba Froude'a są parametrami, które charakteryzują wielkość energii kinetycznej i warunkach do powstania odskoku hydraulicznego.

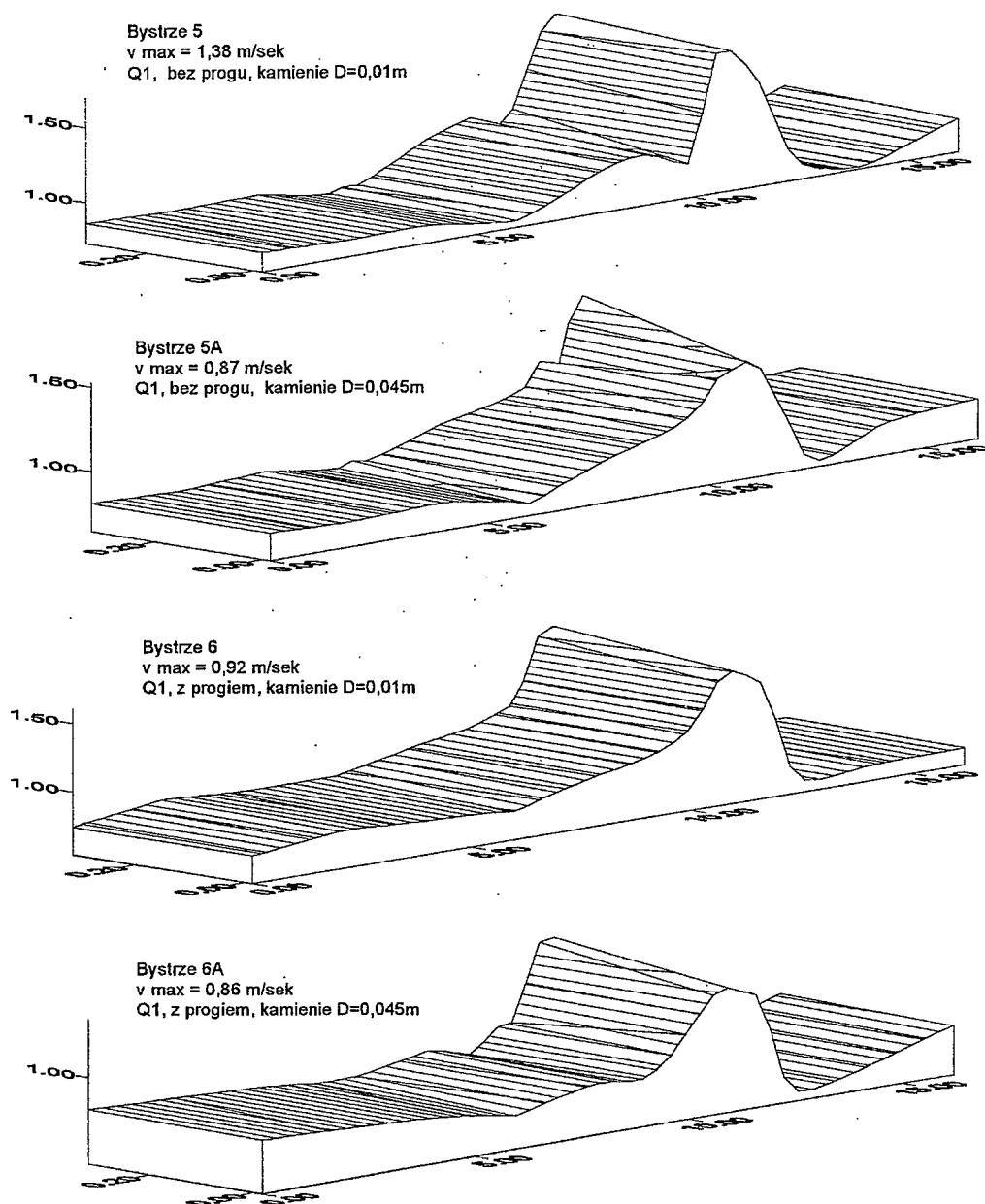
Analizując rozkład prędkości na badanych bystrzach dla przepływu najmniejszego wynoszącego $Q_1 = 0,0245 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, należy stwierdzić:

- największe różnice prędkości maksymalnych wynoszące aż 42% występują pomiędzy bystrzami 5 i 6A ($V_5 = 1,38 \text{ ms}^{-1}$; $V_{6A} = 0,806 \text{ ms}^{-1}$),
- pomiędzy bystrzami 5 i 5A różnica prędkości wynosi 36% ($V_5 = 1,38 \text{ ms}^{-1}$; $V_{5A} = 0,87 \text{ ms}^{-1}$),
- pomiędzy bystrzami 5 i 6 różnica prędkości wynosi 36% ($V_5 = 1,38 \text{ ms}^{-1}$; $V_6 = 0,92 \text{ ms}^{-1}$),
- szczególnie interesująca jest analiza prędkości maksymalnych na bystrzach 6 i 6A gdzie różnica wynosi 9% oraz na bystrzach 5A i 6A gdzie różnica wynosi jedynie 3%.

Analizując rozkład prędkości maksymalnych na bystrzach dla największego przepływu $Q_3 = 0,0735 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ należy stwierdzić:

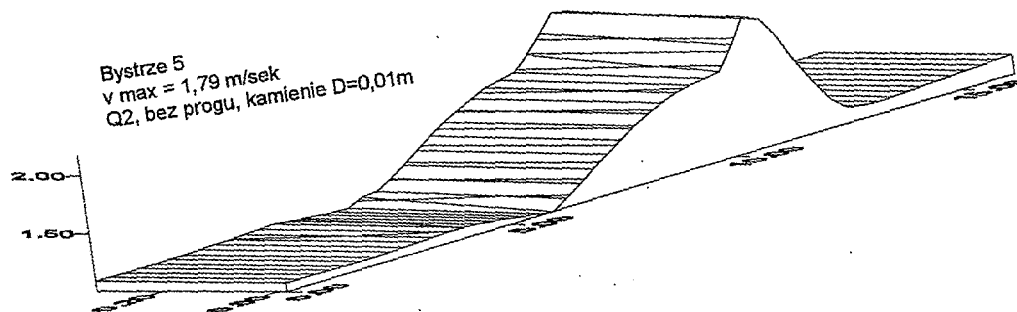
- największe różnice prędkości maksymalnych wynoszące 23% występują pomiędzy bystrzami 5 i 6A ($V_5 = 2,06 \text{ ms}^{-1}$; $V_{6A} = 1,82 \text{ ms}^{-1}$),
- pomiędzy bystrzami 5 i 6 różnica wynosi 11% ($V_5 = 2,06 \text{ ms}^{-1}$; $V_6 = 1,82 \text{ ms}^{-1}$),
- pomiędzy bystrzami 5 i 5A różnica wynosi 16% ($V_5 = 2,06 \text{ ms}^{-1}$; $V_{5A} = 1,72 \text{ ms}^{-1}$),
- pomiędzy bystrzami 6 i 5A różnica wynosi jedynie 5% ($V_6 = 1,82 \text{ ms}^{-1}$; $V_{5A} = 1,72 \text{ ms}^{-1}$),

- pomiędzy bystrzami 6A i 5A różnica wynosi 9% ($V_{6A} = 1,58 \text{ ms}^{-1}$; $V_{5A} = 1,72 \text{ ms}^{-1}$),

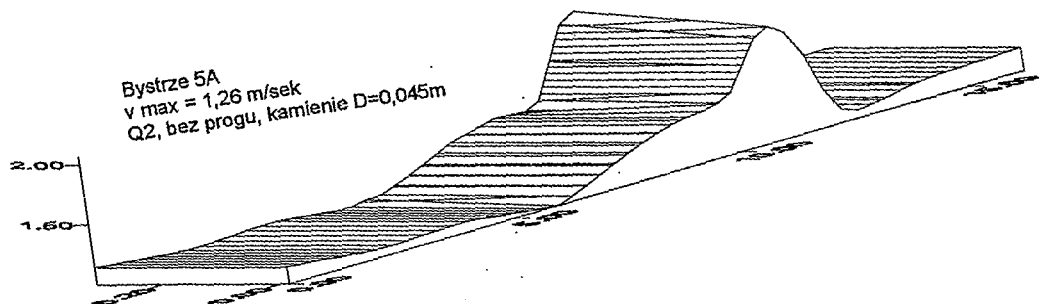


Rys. 3 Rozkład prędkości wody na długości stanowiska badawczego
Fig. 3 Water velocity distribution along the rapid

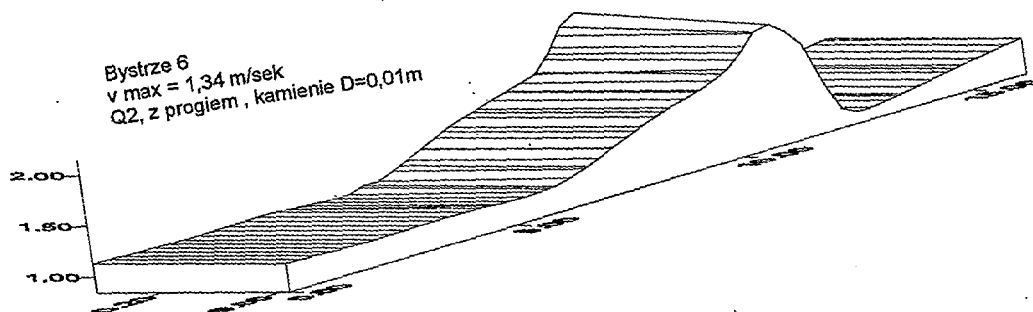
Bystrze 5
 $v_{\max} = 1,79 \text{ m/sec}$
 Q2, bez progu, kamienie $D=0,01\text{m}$



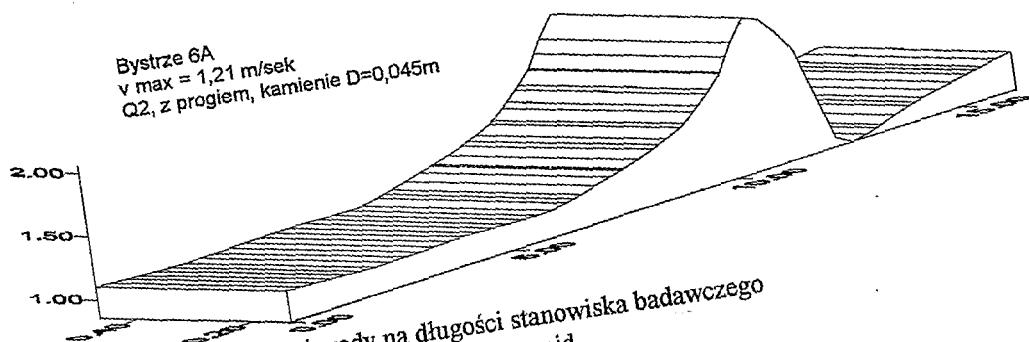
Bystrze 5A
 $v_{\max} = 1,26 \text{ m/sec}$
 Q2, bez progu, kamienie $D=0,045\text{m}$



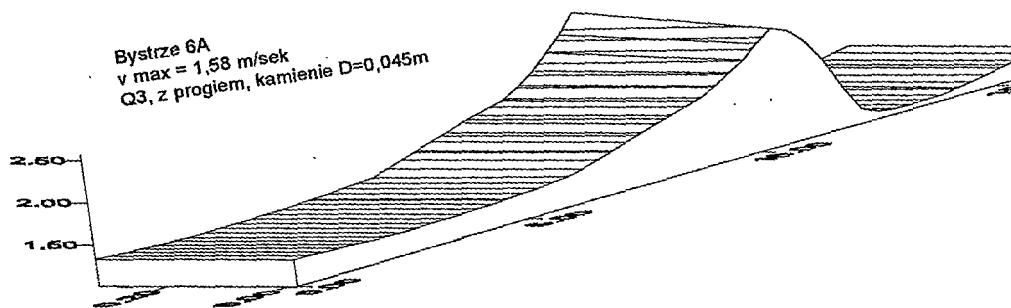
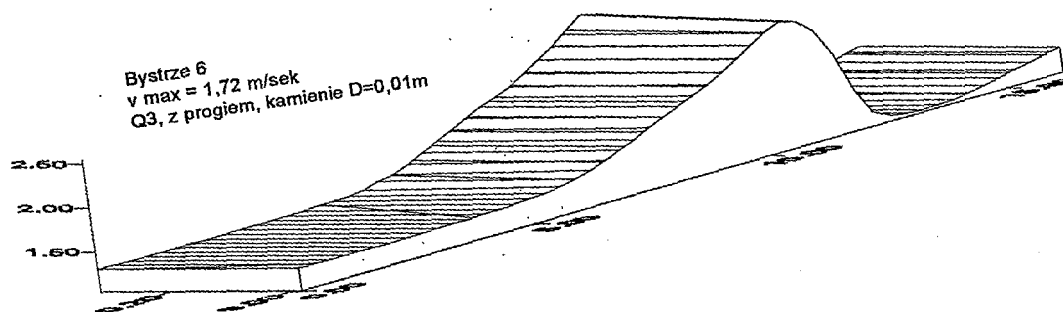
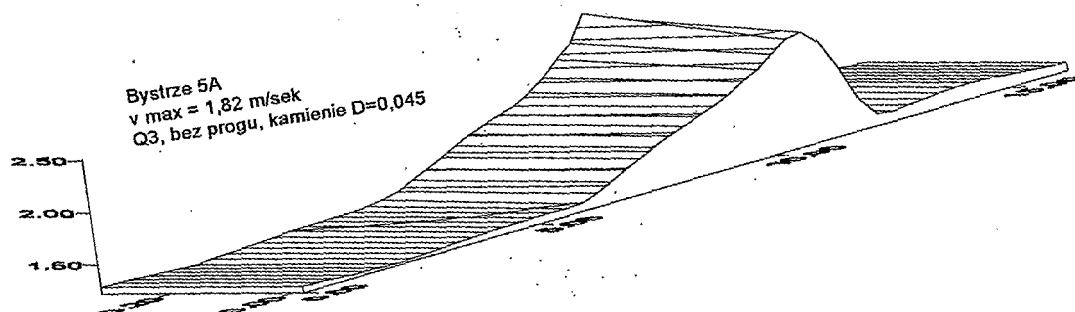
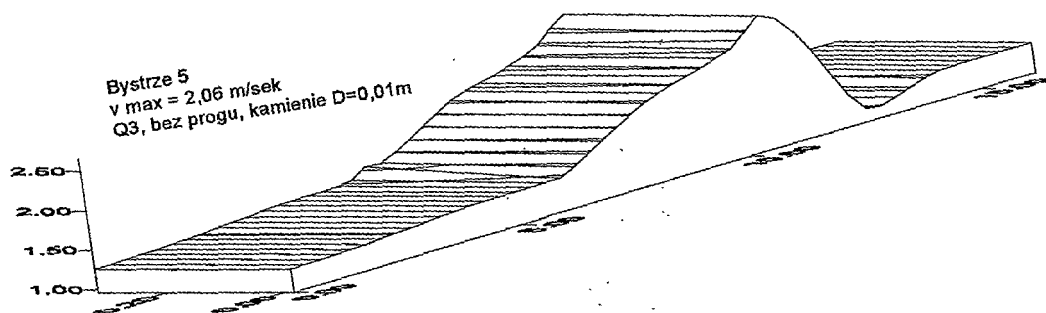
Bystrze 6
 $v_{\max} = 1,34 \text{ m/sec}$
 Q2, z progiem, kamienie $D=0,01\text{m}$



Bystrze 6A
 $v_{\max} = 1,21 \text{ m/sec}$
 Q2, z progiem, kamienie $D=0,045\text{m}$

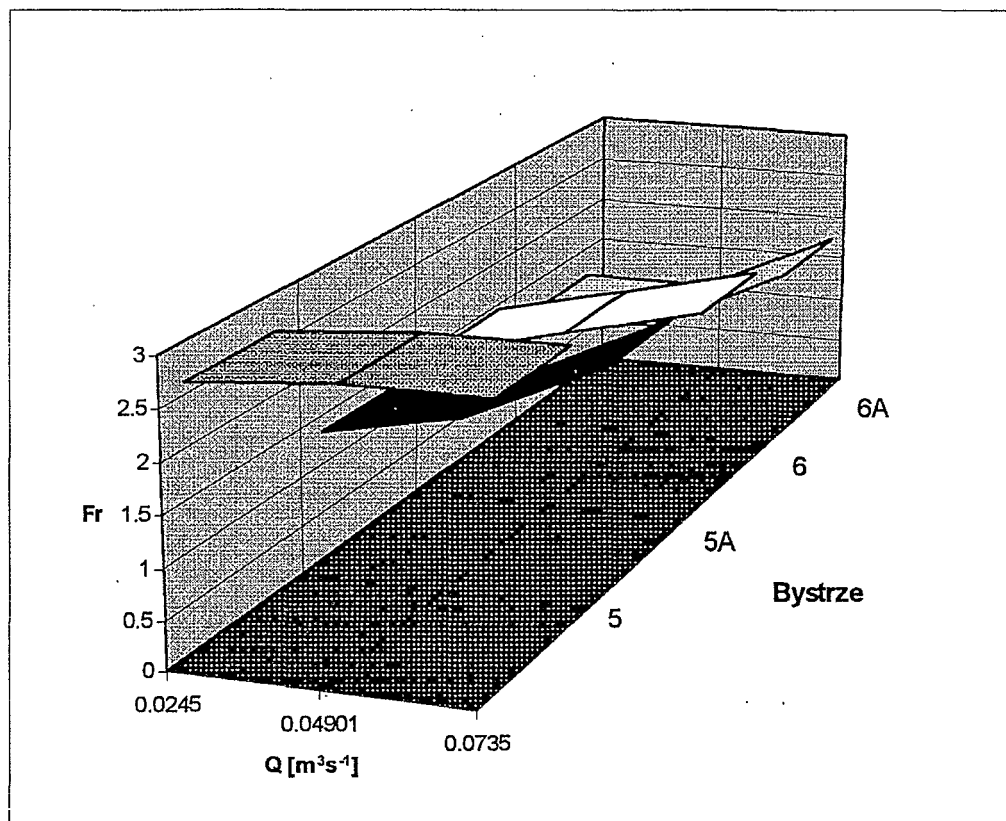


Rys. 4 Rozkład prędkości wody na długości stanowiska badawczego
 Fig. 4 Water velocity distribution along the rapid

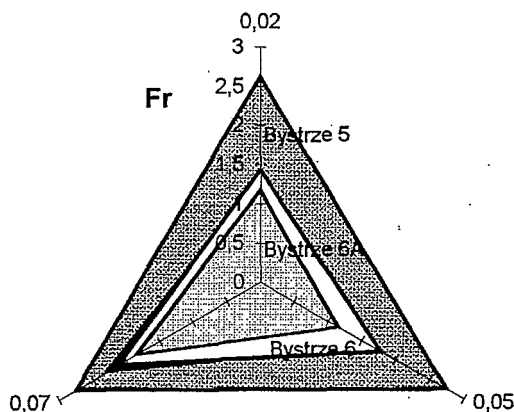


Rys. 5 Rozkład prędkości wody na długości stanowiska badawczego
 Fig. 5 Water velocity distribution along the rapid

W wyniku analizy prędkości na badanych bystrzach można stwierdzić, że bystrze 6 z progiem i kamieniami o wielkości 0,01 m ma bardzo zbliżony rozkład prędkości do bystrza 5A bez progu z kamieniami o wielkości 0,045 m. Wynikało by z tego, że można zamiast stosowania dużych kamieni na bystrzu zamienić je na mniejsze ale pod warunkiem, że zastosuje się próg. Wyniki analizy liczb Froude'a przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6 Analiza obliczonych wartości maksymalnych liczb Froude'a
Fig. 6 Froude's number values distribution



Rys. 7 Analiza obliczonych wartości liczb Froude'a
Fig. 7 Froude's number values distribution

Analiza liczb Froude'a miała na celu określenie rodzaju ruchu na bystrzu (liczba $Fr < 1$ ruch spokojny, $Fr > 1$ ruch burzliwy), oraz rodzaju tworzącego się odskoku. Dla liczb $Fr < 2,5$ tworzy się odskok sfalowany i rozproszenie energii w takim przypadku jest bardzo proste np. przez zastosowanie dodatkowego rzędu kamieni poniżej bystrza. Dla liczb $Fr > 4,5$ tworzy się odskok w pełni wykształcony i w takim przypadku do rozproszenia energii wymagane jest konstruowanie specjalnych urządzeń np. niecki wypadowej. Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej kłopotliwe jest rozproszenie energii przy liczbach Froude'a zawartych pomiędzy wartościami $2,5 < Fr < 4,5$ gdyż mamy wówczas do czynienia z nie w pełni wykształconym odskokiem hydraulicznym, trudnym do rozproszenia. W przypadkach takich często szuka się rozwiązania, które powoduje zwiększenie energii i jednocześnie liczby Froude'a powyżej wartości 4,5 aby wytworzył się pełny odskok gdyż łatwiejsze jest wówczas jego zatopienie.

W wyniku analizy liczb Froude'a należy stwierdzić, że najmniej pożądany rezultat otrzymano dla bystrza 5, dla którego wartość liczby Froude'a waha się w granicach 2,5 - 4,5.

Wnioski

Analiza dla bystrzy 5A, 6 i 6A wykazała, że wartości liczb Froude'a dla tych bystrzy są poniżej wartości 2,5 czyli na bystrzach tych w wystarczający sposób została zredukowana energia. Oczywiście dla bystrza 6A, w którym zastosowano zarówno próg jak i większe kamienie uzyskano najlepszy rezultat.

W wyniku analizy rozkładu prędkości i liczb Froude'a na bystrzu o zwiększonej szorstkości sformułowano następujące wnioski:

- bystrze skutecznie redukuje warunki sprzyjające wystąpieniu wyraźnego odskoku hydraulicznego u jego podnóża,
- bardzo istotnym jest stosowanie progu na wlocie bystrza, który spełnia rolę zabezpieczenia dna powyżej bystrza przed erozją oraz zwiększa rozproszenie energii,
- kamienie naturalne na bystrzu oprócz skutecznego rozproszenia energii mają także znaczenie architektoniczne wkomponowując budowlę w krajobraz,
- odcinek dna poniżej, bystrza powinno się dodatkowo ubezpieczyć rzędami kamieni lub narzutem kamiennym,
- bystrza o zwiększonej szorstkości mogą stanowić element stabilizacji potoków górskich spełniający wymogi zarówno techniczne jak i ekologiczne, powinny być one stosowane w regulacji naturalnej potoków.

Literatura

[1] KAJAK Z., 1992, *Ekologiczne skutki zabudowy hydrotechnicznej i wykorzystania wód śródlądowych*. XII Ogólnopolska Szkoła Hydrauliki, Międzyzdroje, 21-25 września. Materiały Szkoły, p. 17-36.

[2] PETERKA A. J., 1964, *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*, Engineering Monograph No. 25, Washington, p. 153-188.

[3] RATOMSKI J., 1992, *Proekologiczna zabudowa rzek i potoków górskich*. XII Ogólnopolska Szkoła Hydrauliki, Międzyzdroje, 21-25 września. Materiały Szkoły p. 59-68.

[4] RADECKI-PAWLIK A., 1993, *Stopień-bystrze w Brennej na rzece Brennicy jako przykład wariantu remontu istniejącego stopnia klasycznego*, I Krajowa Konferencja Naukowa z Udziałem Gości Zagranicznych na temat: Bezpieczeństwo i Trwałość Budowli Wodnych, Wrocław-Rydzyna, p. 86-92.

[5] ŚLIZOWSKI R., 1993, *Bystrza o zwiększonej szorstkości jako element zabudowy potoków górskich*, Rozpr. hab. nr 181, Zesz. Nauk. AR w Krakowie.

- [6] ŚLIZOWSKI R., RADECKI-PAWLIK A., 1996, *Badania bystrza o zwiększonej szorstkości na potoku Brennica w miejscowości Brenna*, Zeszyty Naukowe AR w Krakowie, ser. Inżynieria Środowiska z. 16, p. 71-77
- [7] ŻBIKOWSKI A., ŻELAZO J., 1993, *Ochrona środowiska w budownictwie wodnym*. Materiały informacyjne Ministerstwa Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, Warszawa.

Summary

Stone rapid hydraulic structure an example of modern hydraulic structures in small river basins. Four different arrangements of cobbles and of an upstream top sill on a stone rapid hydraulic structure plate were taken into consideration. For three different values of run discharges it was found that the construction of the top sill is crucial in terms of dissipating water energy. Model values of the run discharges were: 0.0245, 0.0490 and 0.0735 m³s⁻¹.

Ryszard Ślizowski
Akademia Rolnicza w Krakowie
Zakład Zaopatrzenia Osiedli
w Wodę i Kanalizacji
Al. Mickiewicza 24/28
31-059 Kraków

WPŁYW EKSPLOATACJI URZĄDZEŃ PIĘTRZĄCYCH NA ILOŚĆ WODY RETENCJONOWANEJ W ZLEWNI CIEKU ŚREDZKA WODA

THE INFLUENCE OF WATER DAMMING DEVICES OPERATION ON THE AMOUNT OF WATER STORED IN ŚREDZKA WODA CATCHMENT

Leszek Pływaczek, Wojciech Łyczko

Instytut Melioracji i Kształtowania Środowiska
Akademia Rolnicza we Wrocławiu

Wstęp

Stałe powiększanie się deficytu i systematyczne pogarszanie się jakości wody sprawia, że racjonalne jej wykorzystanie stało się koniecznością.

Średzka Woda była do roku 1972 ciekim nieuregulowanym, bez możliwości sterowania zasobami wodnymi w zlewni. Stany wód w cieku kształtowały się do tego czasu pod wpływem warunków naturalnych. W roku 1972 wybudowano na cieku kilka stopni piętrzących, co stworzyło możliwość magazynowania wody w zlewni. W roku 1993 roku wybudowano dodatkowo na Średzkiej Wodzie oraz na cieku Dojca, który jest jej dopływem, zastawki piętrzące. Wykonanie tych inwestycji umożliwia zatrzymywanie w zlewni dodatkowych ilości wody i jej odpowiednie wykorzystanie do celów nawodnieniowych.

Praca zawiera próbę określenia ilości wody zretencjonowanej w zlewni, dokonaną na podstawie analizy wartości wskaźników odpływu.

Materiał i metodyka badań

Zlewnia Średzkiej Wody znajduje się w dorzeczu Odry, na terenie woj. wrocławskiego. Ciek ten jest lewobrzeżnym dopływem Odry i wpada do niej na km

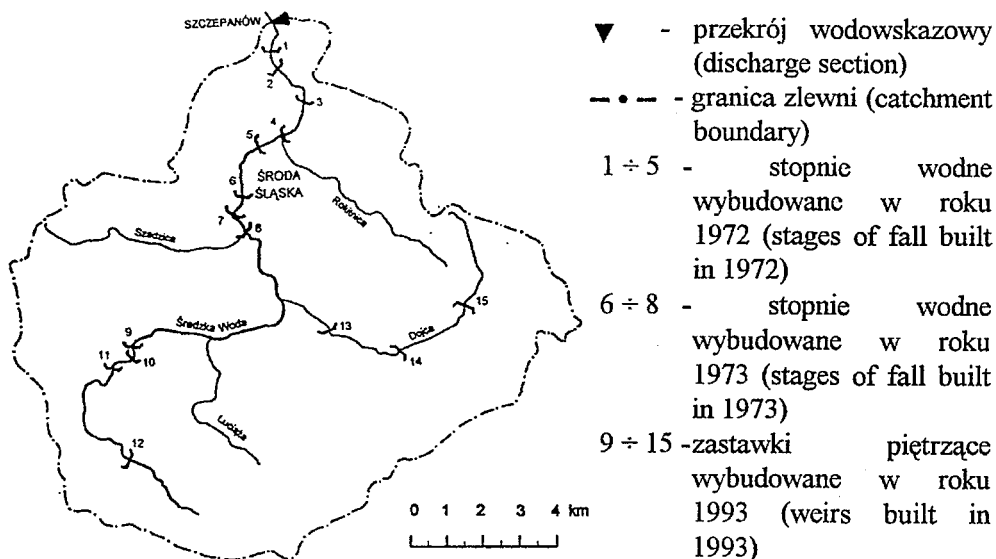
304+800. Średni spadek zlewni wynosi 5,86‰ a spadek podłużny i poprzeczny wynosi odpowiednio 2,31‰ i 9,40‰.

W zlewni Średzkiej Wody największą powierzchnię zajmują gleby brunatne (45%) oraz bielicowe (39%), mniejszą - czarne ziemie i mady (ok. 15%), natomiast gleby pochodzenia hydrogenicznego występują w ilościach śladowych. W warstwie wierzchniej występują głównie utwory zwięzłe - wytworzone z pyłów (ok. 48%) i utwory lekkie - wytworzone z piasków i gliny lekkiej (ok. 33%). Pozostała część to mady oraz gleby mułowo - torfowe. W warstwach niższych, na głębokości 1,0÷1,5 m, przeważającą grupę stanowią utwory przepuszczalne (66%).

Biorąc pod uwagę użytkowanie, największą grupę stanowią użytki rolne (ok. 86%), wśród których grunty orne zajmują ok. 75,5% a użytki zielone zaledwie 10% powierzchni. Użytki leśne zajmują ok. 9,5% powierzchni zlewni (Pływaczek 1980).

Rys. 1 Lokalizacja obiektu badawczego

Fig. 1 Location of searching object



Obszar zlewni cieków Średzka Woda znajduje się w na terenie regionu pluwiotermicznego nadodrzańskiego. Wg Baca (1991) jest on położony w regionie agroklimatycznym B-2, umiarkowanie wilgotnym, ciepłym i umiarkowanie słonecznym.

W okresie badawczym (1971-1985 i 1995-96) średnie wartości opadów w zlewni (wyznaczone metodą wieloboków równego zadeszczenia) kształtowały się następująco: miesięczne od 3 do 251 mm, półrocza zimowego od 134 do 264 mm, półrocza letniego od 256 do 504 mm, natomiast roczne od 420 do 733 mm. Najniższe temperatury, w większości lat, występowały w styczniu - najwyższe

natomiast w lipcu. Średnie miesięczne temperatury lipca wahały się od 15,4°C do 21,0 °C, średnie temperatury stycznia od -7,7°C do 4,0°C. Średnia temperatura półroczna letniego kształtowała się w przedziale od 13,3°C do 15,7°C, średnia temperatura roczna wynosiła od 6,9°C do 9,3°C.

W przekroju wodowskazowym Szczepanów, który zamyka zlewnię o powierzchni 140,8 km² (rys.1), w latach 1971-85 i 1995-96 prowadzone były codzienne obserwacje stanów wód oraz okresowe pomiary natężenia przepływu – przeciętnie 2 razy w miesiącu. Na podstawie tych danych obliczono wartości dobowych i okresowych natężeń przepływu a także wielkości współczynników i wskaźników odpływu (Pływaczyk 1993). Na podstawie analizy wielkości opadów atmosferycznych i temperatur powietrza dokonano wyboru okresów wegetacyjnych o zbliżonych wartościach sum opadów atmosferycznych i średniej okresowej temperaturze powietrza, w okresach przed i po wybudowaniu urządzeń piętrzących. Dysponując wartościami miesięcznych wskaźników odpływu, dokonano analizy tych wartości (w okresach wegetacyjnych), na tle opadów miesięcznych.

Wyniki

W celu określenia ilości zretencjonowanej wody porównano wskaźniki odpływu ze zlewni, w wybranych latach, w warunkach przed i po wybudowaniu budowli piętrzących. W tym celu dokonano analizy warunków opadowych oraz termicznych w zlewni. Granice przedziałów czasowych zostały wyznaczone na podstawie terminów oddania do eksploatacji poszczególnych budowli.

Pierwszy przedział obejmuje lata 1971÷72 - przed wykonaniem regulacji ciek. Przedział drugi to lata 1973÷1985. Jest to okres eksploatacji 8 stopni wodnych. W latach 1986÷94 nie prowadzono obserwacji na obiekcie. W roku 1993 wybudowano 4 zastawki na Średzkiej Wodzie oraz 3 zastawki na cieku Dojca. W roku 1996 przystosowano do piętrzenia 3 stopnie na Średzkiej Wodzie - do tego okresu stopnie te były eksploatowane bez prowadnic na szandory. Trzeci analizowany przedział obejmuje lata 1995÷96 - jest to okres eksploatacji wszystkich dotychczas wybudowanych budowli piętrzących.

Tabela 1. Charakterystyka budowli piętrzących w zlewni Średzkiej Wody do przekroju Szczepanów

Table 1. Characteristic of water damming buildings in Średzka Woda catchment till Szczepanów discharge section

Nr (a)	Lokalizacja (Location) [km]	Rodzaj budowli (Kind of building)	Szerokość przelewu (Width of overflow) [m]	Wysokość piętrzenia (Water- head) [m]	Kształt przelewu (Shape of overflow)	Zasięg cofki (Extend of backwater) [m]	Rok wykona- nia (Year of realizatio- n)	Uwagi Comments
Budowle na cieku Średzka Woda (Damming buildings on Średzka Woda river)								
1	9+095	Stopnie betonowe	3,0	0,8	prostokątny	200	1972	Stopnie w km: 9+095,
2	9+625		3,0	0,5		300	1972	
3	10+970		2,5	0,4		300	1972	
4	12+075		2,5	0,8		200	1972	
5	12+880		4,5	0,6		300	1972	
6	14+475		4,5	0,6		250	1973	
7	15+000		2,5	1,0		200	1973	
8	15+730		2,0	0,8		500	1973	
9	23+260	Zastawki	0,8	0,8	trapezowy	400	1993	
10	23+625		0,8	0,8		400	1993	
11	24+313		0,8	0,8		400	1993	
12	28+280		0,8	0,8		350	1993	
Budowle na cieku Dojca (Damming buildings on Dojca stream)								
13	1+930	Zastawki	1,2	1,2	trapezowy	400	1993	
14	4+200		1,2	0,8		400	1993	
15	6+750		1,2	0,8		300	1993	

Okresy piętrzenia na poszczególnych budowlach rozpoczynały się w trzeciej dekadzie marca i pierwszej dekadzie kwietnia, kończyły się najczęściej w październiku i listopadzie. Podstawowe parametry techniczne i eksploatacyjne urządzeń piętrzących zawiera tab.1 (Łyczko 1997).

Aby określić ilość wody, jaka została zatrzymana w zlewni w wyniku eksploatacji poszczególnych zespołów budowli piętrzących przeanalizowano i porównano wskaźniki odpływu z okresów półrocza letniego ($V \div X$) dla lat o podobnym przebiegu warunków meteorologicznych (tab.2). Z analizy wartości opadów i temperatur powietrza wynika, że najbardziej zbliżone wielkości tych parametrów wystąpiły odpowiednio w latach 1972 i 1974 oraz 1985 i 1996. Porównanie parametrów hydrologicznych z lat 1972 i 1974 pozwoliło określić przyrost ilości wody zmagazynowanej w zlewni po wybudowaniu stopni wodnych w roku 1972 i 1973, porównanie tych parametrów dla lat 1985 i 1996 – dało podstawę do oceny wpływu inwestycji wykonanych w roku 1993 i 1996. Jak wskazuje analiza, mimo wyższych – o 7 mm – sum opadów w półroczu letnim roku 1974, wskaźnik odpływu był niższy o 9,4 mm niż w roku 1972. W 1996 roku wysokość opadów dla półrocza letniego była niższa o 4 mm od opadów z roku 1985 – w podobnych warunkach termicznych ilość wody która odpłynęła ze zlewni w półroczu letnim 1996 roku była

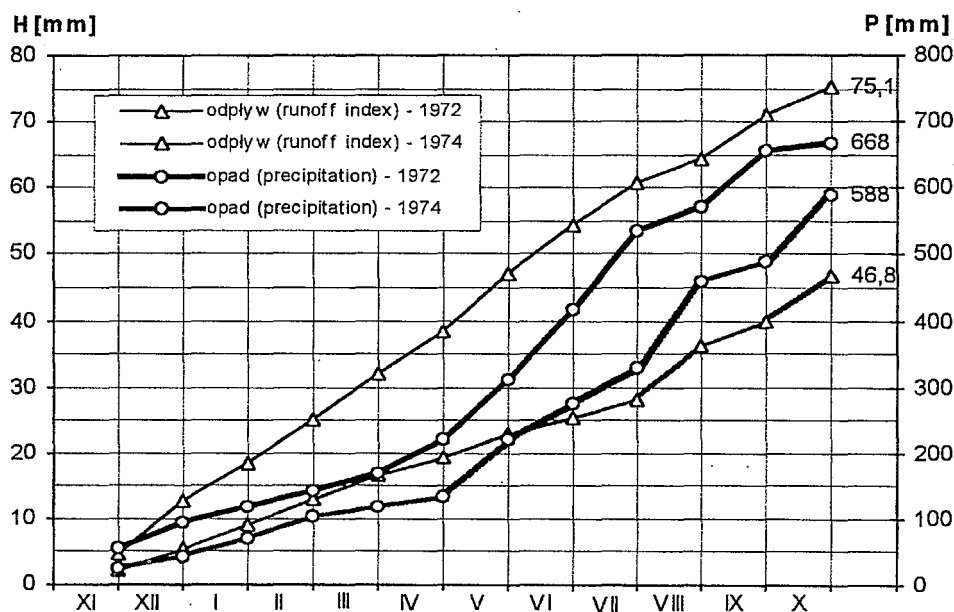
o 13,8 mm niższa od ilości z roku 1985. Analizę przeprowadzono również dla lat hydrologicznych – z uwagi na fakt, że odpływ ze zlewni wykazuje pewne opóźnienie w stosunku do przebiegu elementów meteorologicznych. Rys. 2 i 3 przedstawia wykresy sumowe miesięcznych opadów i wskaźników odpływu w porównywanych latach. Jak wynika z przebiegu krzywych, sumy wskaźników odpływu są wyższe w roku 1972 i 1985. W roku 1972 suma odpływu wyniosła 75,1 mm, w roku 1974 - 46,8 mm. Podobna sytuacja wystąpiła w latach 1985 i 96. Sumy te wyniosły odpowiednio 97,0 i 68,2 mm.

Tabela 2. Wartości temperatur powietrza (T), wysokości opadów (P), wskaźników odpływu (H) i współczynników odpływu (α) dla półrocza letniego w zlewni Średzkiej Wody do przekroju Szczepanów

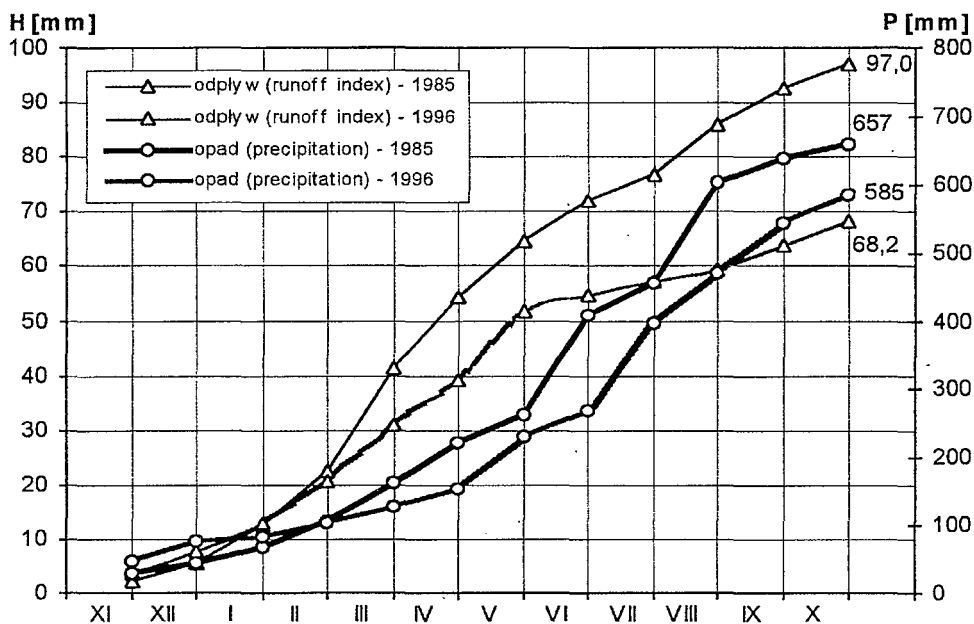
Table 2. Values of temperature (T), precipitation (P), runoff indices (H) and runoff coefficients (α) for summer half-year in Średzka Woda catchment till Szczepanów discharge section

Rok (Year)	Parametr)	Miesiące (Months)						Okresy (Periods) V-X	α
		V	VI	VII	VIII	IX	X		
1971	T [°C]	15,0	15,3	18,0	19,2	11,7	8,6	14,6	0,077
	P [mm]	44	121	45	42	41	60	353	
	H [mm]	4,7	5,3	10,8	1,7	1,7	2,9	27,1	
1972	T [°C]	13,0	16,2	19,3	16,3	10,9	6,2	13,7	0,083
	P [mm]	91	105	118	36	84	13	447	
	H [mm]	8,9	7,2	6,3	3,6	6,7	4,2	36,9	
1974	T [°C]	11,6	14,4	16,1	18,3	13,3	6,2	13,3	0,061
	P [mm]	86	54	55	130	29	100	454	
	H [mm]	3,6	2,5	2,8	8,1	3,4	7,1	27,5	
1975	T [°C]	13,7	15,8	18,6	18,4	16,5	8,0	15,2	0,058
	P [mm]	49	92	103	29	14	91	378	
	H [mm]	4,0	5,1	4,6	2,2	1,7	4,4	22,0	
1976	T [°C]	13,8	16,9	18,8	17,7	14,2	9,0	15,1	0,068
	P [mm]	59	23	108	63	52	87	392	
	H [mm]	3,1	2,6	3,1	4,3	2,5	11,1	26,7	
1984	T [°C]	12,7	14,9	15,7	17,6	12,9	10,9	14,1	0,052
	P [mm]	125	67	53	87	96	27	455	
	H [mm]	5,1	2,9	8,1	2,6	2,2	2,9	23,8	
1985	T [°C]	14,8	14,2	18,1	17,3	13,1	8,2	14,3	0,099
	P [mm]	40	145	48	148	36	18	435	
	H [mm]	10,6	7,3	4,7	9,2	6,6	4,5	42,9	
1995	T [°C]	13,0	16,1	21,0	18,7	13,0	10,9	15,5	0,043
	P [mm]	90	88	58	76	88	10	410	
	H [mm]	3,3	2,6	1,8	1,7	4,8	3,4	17,6	
1996	T [°C]	13,3	17,0	16,8	17,6	10,6	9,7	14,2	0,068
	P [mm]	75	39	127	75	72	43	431	
	H [mm]	12,4	3,1	2,6	2,2	4,4	4,4	29,1	

Pozytywny wpływ eksploatacji urządzeń piętrzących na zatrzymywanie dodatkowych ilości wody w zlewni cieków Średzka Woda potwierdza również porównanie wartości współczynników odpływu w okresach wegetacyjnych. Współczynniki te zostały wyznaczone jako stosunek wskaźnika odpływu do wysokości opadu w danym okresie. Jak wynika z analizy tych wartości, w półroczu letnim 1972 roku ze zlewni odpłynęło ok. 8,3% sumy opadów, w roku 1974 - tylko ok. 6,1%. Podobna sytuacja wystąpiła w latach 1985 i 1996, kiedy to ilość wody, która odpłynęła ze zlewni, wyniosła odpowiednio ok. 9,9% i ok. 6,8% opadów. W pozostałych okresach, dla których stwierdzono podobne kształtowanie się warunków pogodowych (opady i temperatura), również zaobserwowano zmniejszanie się współczynnika odpływu po wybudowaniu budowli piętrzących (lata: 1971 i 1975, 1972 i 1984, 1976 i 1995). We wszystkich przypadkach ilość wody, która odpłynęła ze zlewni po wybudowaniu urządzeń była niższa od ilości, która odpływała przed inwestycją (Łyczko 1997).



Rys.2 Sumy opadów (P) i wskaźników odpływu (H) - rok 1972 i 1974
Fig.2 Sum of precipitation (P) and runoff indices (H) - year 1972 and 1974



Rys.3 Sumy opadów (P) i wskaźników odpływu (H) - rok 1985 i 1996
Fig 3. Sum of precipitation (P) and runoff indices (H) - year 1985 and 1996

Wnioski

1. Na ilość wody odpływającej ze zlewni – oprócz czynników fizjograficznych, morfologicznych a także geologiczno-glebowych – znaczący wpływ mają także czynniki wynikające z działalności człowieka.
2. Wykonane w roku 1972, 1973 i 1993 urządzenia melioracyjne, piętrzące wodę w korycie cieku Średzka Woda w trakcie okresu wegetacyjnego spowodowały, że w zlewni rolniczej o powierzchni 140,8 km² wskaźnik odpływu dla półrocza letniego zmniejszył się o ok. 9,4 – 13,8 mm.
3. Dla lepszego wykorzystania istniejących zasobów wodnych celowa wydaje się budowa niewielkich urządzeń piętrzących, mających na celu zatrzymywanie odpływu wody i wprowadzenie jej повторно do obiegu, jednocześnie umożliwiając jej wykorzystanie w produkcji rolniczej.

Literatura

- [1] BAC S., 1991 : *Ocena warunków klimatycznych do celów rolnictwa*. Acta Universitatis Vratislaviensis, Prace Instytutu Geograficznego, ser. A, t. VI.
- [2] ŁYCZKO W., 1997: *Wpływ działalności gospodarczej na zasoby wodne w zlewni Średzkiej Wody do przekroju Szczepanów*. Wroc., (praca magisterska), 68 ss.
- [3] PŁYWACZYK L., 1980: *Ocena stosunków hydrologicznych i wodnych na terenach nizinnych na przykładzie zlewni potoków Jeziorka, Nowy Rów i Średzka Woda*. Zesz. Nauk. AR Wroc., Melior. XXII, 122, 43-69.
- [4] PŁYWACZYK L., OLSZEWSKA B. 1993: *Zasoby wód powierzchniowych w zlewni cieków Średzka Woda*. Zesz. Nauk. AR Wroc., Inż. Środ. IV, 233, 237-244.
- [5] Pr. zbiorowa, 1970-90: *Badania wpływu projektowanego spiętrzenia rzeki Odry w Malczycach na stosunki wodne przyległych terenów*. IMiKŚ AR Wroc., (maszynopisy)

Summary

The influence of water damming devices operation on the amount of water stored in średzka voda catchment. Since 1972 in Średzka Woda catchment – till Szczepanów discharge section – 7 weirs and 8 stages of fall were built. Runoff indices and runoff coefficients for vegetation seasons of investigation periods (1971-85 and 1995-96), with similar precipitation and temperature, were compared. Analysis of these values proved, that the amount of water that flowed off from the basin under weirs exploitation was smaller than the amount of water without weirs.

Leszek Pływaczyk
Instytut Melioracji i Kształtowania Środowiska
Akademia Rolniczej we Wrocławiu
50-363 Wrocław, pl. Grunwaldzki 24

OCENA UMOCNIEŃ PRZECIWEROZYJNYCH NA DNIE WĄWOZU W OPOCE DUŻEJ

ESTIMATION OF ANTI-EROSION PROTECTIONS ON THE BOTTOM OF THE RAVINE IN OPOKA DUŻA

Andrzej Mazur

Instytut Melioracji i Budownictwa Rolniczego
Akademia Rolnicza w Lublinie

Wstęp

Wśród wielu zagadnień dotyczących erozji wodnej na uwagę zasługuje problem erozji wąwozowej. Wąwozy są uważane za najgroźniejszą formę erozyjną, ich szkodliwość polega na bezpośrednim niszczeniu przyległych pól uprawnych oraz na niekorzystnym wpływie na gospodarkę wodną, przejawiającym się nadmiernym odwodnieniem przyległych terenów. Szkodliwe oddziaływanie polega również na tworzeniu się przy ujściu wąwozu stożka napływowego z jałowego materiału, który zakrywa urodzajne gleby i często powoduje przegrodzenie doliny, utrudniając odpływ wody, co może wywołać zabagnienie jej dna.

Wąwozy powstałe na terenach lessowych były tematem licznych opracowań. Badano głównie ich rozwój, przebieg procesów erozyjnych oraz sposoby umacniania biologicznego (Bury-Zaleska J. i inni 1960, Bury-Zaleska J., Pięta J. 1968, Józefaciuk A., Józefaciuk Cz. 1969, Mozola R. 1972, Piotrowski F. 1962). Mniej jest prac dotyczących biotechnicznej zabudowy wąwozów (Mazur Z. i inni 1985, Ziernicki S. 1966, Ziernicki S. 1973). Obserwacja wąwozów umocnionych biologicznie dowiodła, że sama zabudowa biologiczna, w niektórych przypadkach, nie wystarczy do ich skutecznej stabilizacji (Ziernicki S., Kudasiwicz Z. 1975, 1977). Zaszła więc konieczność wprowadzenia umocnień technicznych, które w połączeniu z umocnieniami biologicznymi zahamowałyby procesy erozyjne w wąwozach. Jednym z takich obiektów, gdzie wprowadzono zabudowę techniczną, a następnie biologiczną są umocnione wąwozy w rejonie wsi Opoka Duża. Umocniono tam w latach 1962-64 sześć wąwozów różnej wielkości. Do niniejszego opracowania wybrano wąwóz nr 3 (rys. 1) zachowując numerację zgodną z numeracją w projekcie omówionym przez Kisińskiego (1963) i Mazura (1964).

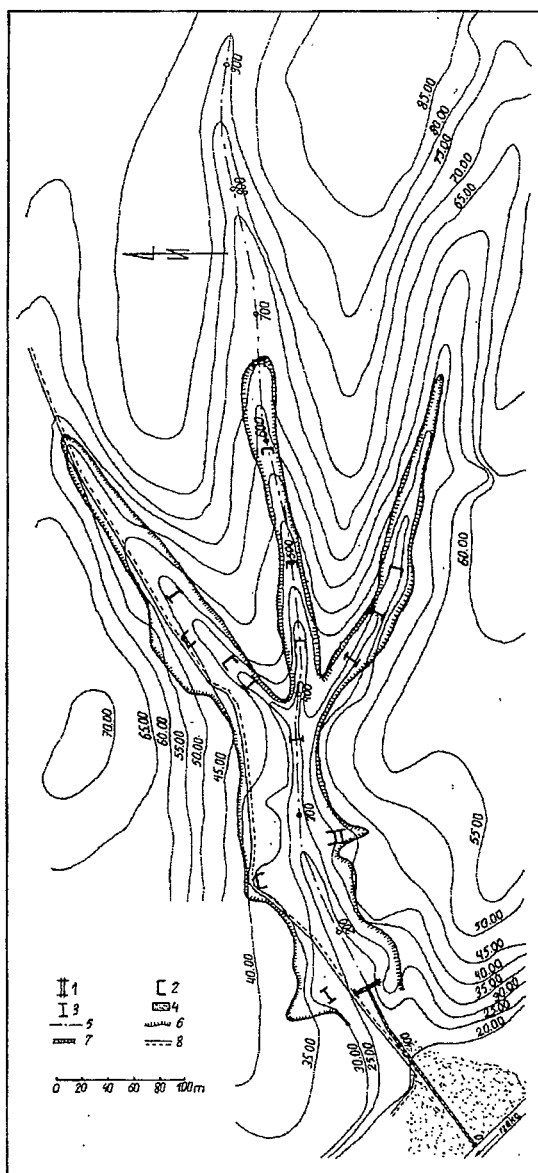
Przeciwerozryną skuteczność zastosowanych zabiegów technicznych na dnie wąwozu, po 33 letnim okresie działania, oceniono na podstawie: przekroju niwelacyjnego, stanu technicznego budowli, efektów działania i materiałów zamieszczonych we wcześniejszych publikacjach (Mazur Z. i inni 1985, Ziemiński S. 1966). Plan sytuacyjno-wysokościowy jak i przekrój niwelacyjny wykonano w układzie względnym, nawiązując się do reperów roboczych założonych wcześniej.

Położenie i fizjografia

Miejscowość Opoka Duża leży na prawym zboczu doliny Wisły w pobliżu Annopola. Według podziału fizyczno-geograficznego Polski Kondrackiego(1994), Opoka Duża leży w zachodniej części Wyżyny Lubelskiej na Wzniesieniach Urzędowskich. Podział klimatyczny zalicza omawiany teren do dziedziny opolsko-puławskiej (Zienkiewicz W., Zienkiewicz A. 1975). Średni opad roczny dla Annopola wynosi 570 mm (Ziemiński S., Kucyper J. 1975). Względna wysokość zbocza doliny w tym miejscu dochodzi do 40 m, a jego spadek przekracza miejscami 40%. Zbocze jest zbudowane ze skały kredowej pokrytej materiałem pylastym lub piaszczystym. Dokładniejsze dane o omawianym obiekcie podali: Ziemiński S. (1966) i Ziemiński S., Kucyper J. (1975).

Charakterystyka wąwozu

Wąwóz nr 3 wytworzył się w dnie głębokiej doliny. Jego powierzchnia wynosi 4,80 ha, długość 650 m, maksymalna głębokość i szerokość odpowiednio 30 m i 130 m. Wylot wąwozu bezpośrednio styka się z ujściowym odcinkiem rzeki Sanny. W środkowej części wąwóz rozgałęzia się na trzy odnogi. Przeciętny spadek dna od czoła najbardziej erodowanej odnogi środkowej do wylotu wynosi 7,7%, maksymalny 16,6%. Wąwóz jest młodą formą erozyjną, ma przekrój zbliżony kształtem do litery V, szerokość dna miejscami nie przekracza 1 m. Niektóre powierzchnie zboczy posiadają ściany urwiste oraz boczne odgałęzienia. Wzdłuż zbocza o wystawie słonecznej biegnie droga gruntowa, która potęguje procesy erozyjne. Niemal cała zlewnia wąwozu o powierzchni 42 ha jest użytkowana rolniczo, tylko południowo-wschodnia nieduża część zlewni jak i sam wąwóz są zalesione. Jednak sposób gospodarowania w drzewostanach doprowadził do tego, że w większości są to płazowiny. Lasy są dodatkowo rozczłonkowane licznymi enklawami i półenklawami pól ornych, które w dolnej części posiadają wadliwy układ. W wąwozie znajduje się głównie materiał pochodzenia polodowcowego: w niższych partiach piasek, wyżej materiał pylasty. Do 1939 roku wąwóz był



Rys. 1. Plan sytuacyjno-wysokościowy wąwozu. 1-zapora przeciwrumowiskowa; 2-stopień skrzynkowy; 3-próg żelbetowy; 4-stożek napływowy; 5-trasa przekroju podłużnego; 6-krawędź wąwozu; 7-koryto z płytek betonowych, 8-droga gruntowa.
Fig. 1. Altitude scheme of the ravine. 1 - anti-rubble barrier; 2 - box stage; 3 - ferroconcrete threshold; 4 - alluvial fan; 5 - course of longitudinal section; 6 - ravine shore; 7 - bed made from concrete plates, 8 - cart-road.

zalesiony. Podczas wojny i w pierwszych latach po wojnie miejscowa ludność wycięła drzewa, doprowadzając w ten sposób do dużego nasilenia procesów erozyjnych. Silnemu rozmywaniu ulegały zbocza i dno wąwozu. Na odcinkach dna

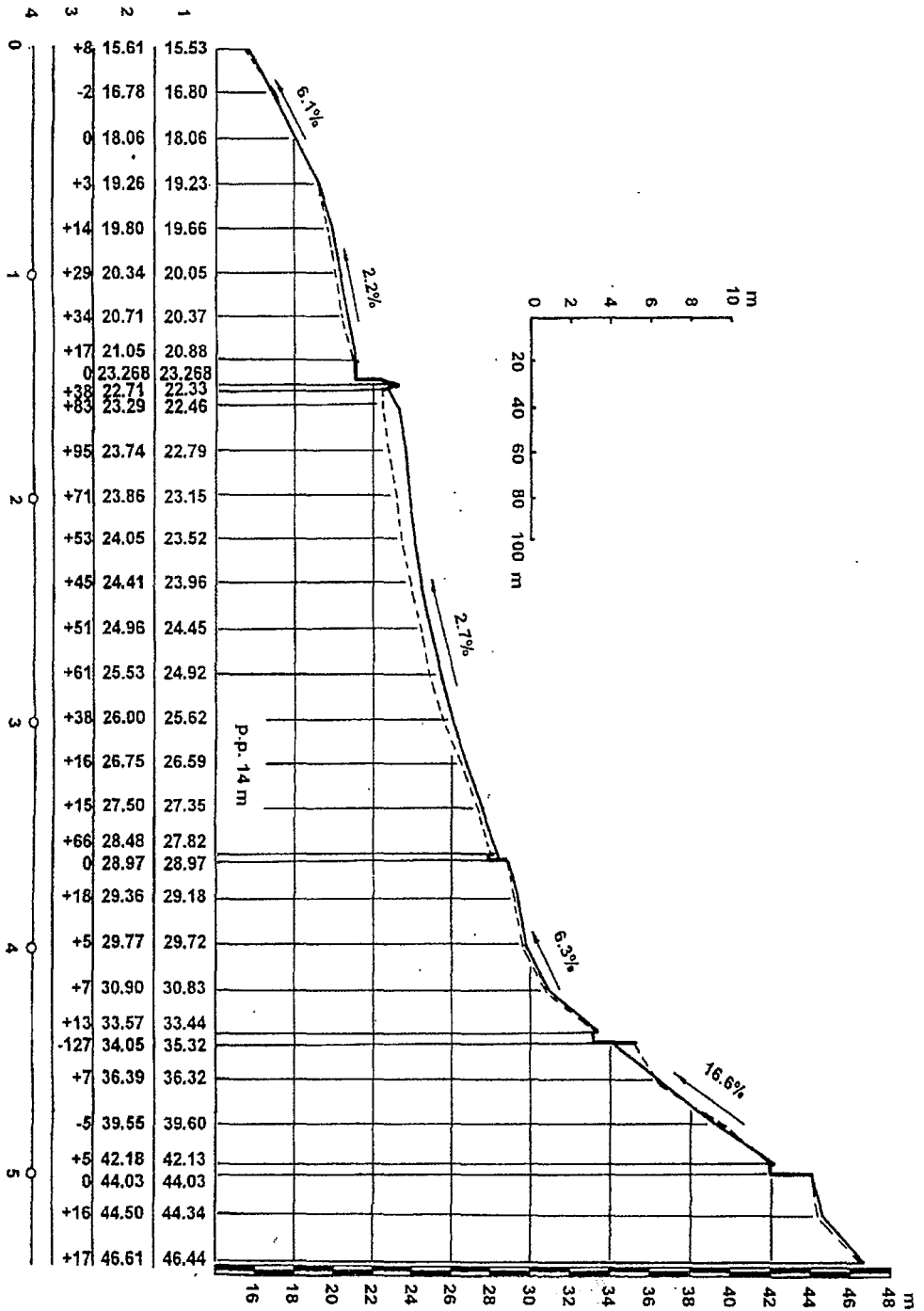
o większych spadkach, luźny materiał glebowy został całkowicie zmyty, a dno wcięło się w skałę wapienną. W najbardziej erodowanej odnodze środkowej powstały progi erozyjne o przeciętnej wysokości do 1,5m. Wynoszony przez wodę materiał glebowy osadzał się u wylotu wąwozu tworząc stożek napływowy o miąższości 1 m, zamułał również koryto Sanny zmuszając do ciągłego bagrowania (Ziemnicki S. 1966).

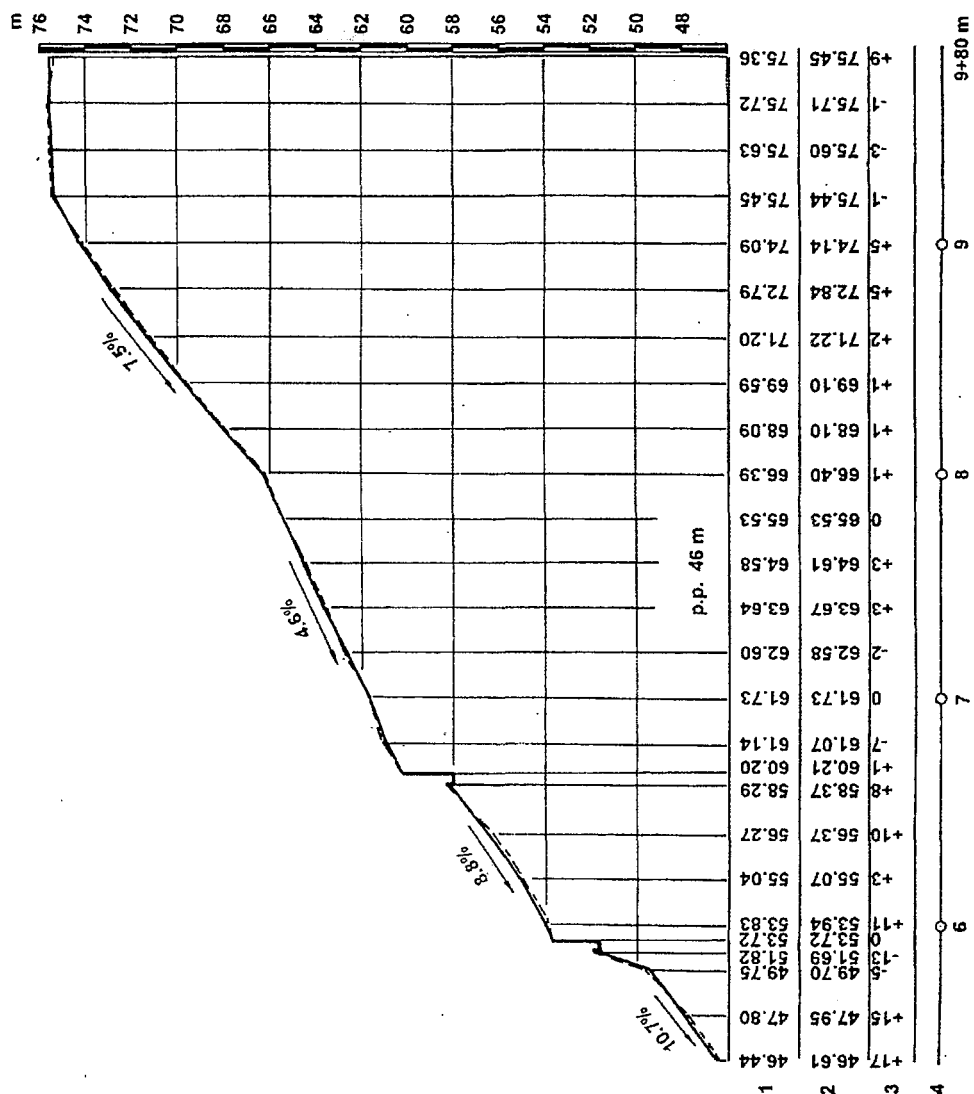
Umocnienie wąwozu

Projekt umocnienia opisanego wąwozu został wykonany w latach 1961-62 przez zespół projektantów pod kierownictwem prof. S. Ziemnickiego. Umocnienie wąwozu wykonano do 1964 roku, wprowadzając zabiegi techniczne i biologiczne (Kisiński J. 1963, Mazur Z. 1964, Ziemnicki S. 1966). Zaczynając od czoła wtórnie rozmytego dna wąwozu wykonano cztery stopnie skrzynkowe konstrukcji Ziemnickiego. Rozmieszczenie ich pokazano na przekroju podłużnym wąwozu (rys. 2). Przekrój przebiega po dnie najsilniej rozmytej odnogi środkowej, widoczne są na nim spadki dna oraz jego kształt w okresie wykonywania pomiarów tj. wiosny 1997 r. Stopniami skrzynkowymi o wysokości 2 m umocniono wszystkie progi erozyjne przed dalszym działaniem erozji wstecznej, umacniając w ten sposób podstawę erozyjną. Poniżej bocznych odgałęzień umocniono dno progiem żelbetowym o wysokości 0,3 m. Znaczenie tego progu ograniczyło się do utrwalenia istniejącego dna. Pomiędzy budowlami żelbetowymi dno wąwozu umocniono, poprzecznie do kierunku spływu, płótkami faszynowymi. W dolnej części wąwozu w pobliżu wylotu, wykonano przeciwrumowiskową zaporę w postaci grodzy ziemnej z żelbetową częścią przelewowo-piętrzącą w kształcie doku. Przelew o świetle $2 \times 2,35$ m zaprojektowano na przepływ maksymalny $Q_{max} = 8,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Zadaniem jej było zatrzymanie namulów, które pomimo wykonanych umocnień mogłyby spływać z wodą. Poniżej zapory wybudowano koryto umocnione płytkami betonowymi w celu przeprowadzenia wody przez stożek napływowy do Sanny. Po wykonaniu umocnień technicznych przystąpiono do sadzenia drzew i krzewów na terenie wąwozu. W następnych latach wykonywano poprawki i uzupełnienia zastępując wypady nowymi sadzonkami.

Ocena działania umocnień

Okres trzydziestu trzech lat działania umocnień technicznych na dnie wąwozu pozwala na ich ocenę i wyciągnięcie wniosków. Należy stwierdzić, że umocnienia techniczne, pomimo braku odpowiedniej konserwacji, spełniły swoje zadanie umacniając skutecznie dno przed rozmywaniem.





Rys. 2. Przekrój podłużny wąwozu (trasa pokazana na rys. 1)

1-rzędne terenu w 1970 r.(linia przerywana); 2-rzędne terenu w 1997 r.(linia ciągła); 3-obniżenie (-) lub podniesienie (+) terenu w okresie od 1970 do 1997 roku w cm; 4-hektometry.

Fig. 2. Longitudinal section of the ravine (course shown in Fig. 1).

1 - area ordinates in 1970 (dashed line); 2 - area ordinates in 1997 (straight line); 3 - area depression (-) or elevation (+) in 1970-1997 in cm; 4 - hectometers.

Umocnione stopniami skrzynkowymi progi erozyjne zostały skutecznie utrwalone. Tylko w jednym przypadku, gdzie skrzynia wykonana z prefabrykatów uległa popękaniu i grozi zawaleniem, próg erozyjny zaczyna przesuwac się ku górze. Po wstępnych analizach można stwierdzić, że skrzynia uległa zniszczeniu wskutek dużego parcia gruntu na ściany jak i wadliwego wykonania niektórych elementów skrzyni. Jednoznaczne określenie przyczyny zniszczenia skrzyni wymaga dalszych dokładniejszych analiz. Niektóre skrzynie ulegają korozji. Różne mogą być tego przyczyny, ale prawdopodobnie zasadniczym powodem tego zjawiska jest oddziaływanie na beton, nagromadzonej w skrzyni, dużej ilości substancji humusowej. Umocnienia techniczne wykonane na dnie wąwozu nie tylko umocniły skutecznie podstawę erozyjną, ale przyczyniły się również do zatrzymania znacznej ilości materiału glebowego wynoszonego ze zlewni i zboczy wąwozu. Działanie w tym zakresie pokazano na profilu dna wąwozu (rys. 2). Powyżej wszystkich umocnień dno wąwozu podniosło się (z wyjątkiem odcinka gdzie uszkodzeniu uległa skrzynia). Na odcinku zabudowanym nie powstały nowe progi erozyjne, a stare zostały skutecznie umocnione. Umocnienie czoła wąwozu stopniem skrzynkowym zapobiegło powiększeniu rozmiarów wąwozu. Swoje zadanie spełniła również zapora przeciwrumowiskowa, chociaż spodziewano się, że zatrzyma ona znacznie więcej namulów niż to uczyniła dotychczas. Dlatego też, przy ewentualnych nowych projektach, należy rozważyć możliwość zastąpienia zapory stopniem skrzynkowym lub progiem żelbetowym. Za taką zamianą przemawia również wysoki koszt wykonania zapory. Wykonany poniżej zapory żłób, pozwolił na bezpieczne odprowadzenie wody do koryta rzeki. Omówione umocnienia techniczne przyczyniły się do skutecznego zabezpieczenia dna wąwozu przed erozją liniową nie dopuszczając do dalszego pogłębiania się wąwozu. Umocnione skutecznie dno wąwozu dało stabilną podstawę erozyjną skarpom na które można było wprowadzić roślinność. W obecnej chwili roślinność przejęła duży ciężar zabezpieczenia przeciwerozyjnego.

Wnioski

1. Prawidłowo wykonane stopnie skrzynkowe i próg żelbetowy skutecznie umocniły progi erozyjne i dno wąwozu.
2. Umocnienia techniczne są przeciwerozyjnym zabiegiem o natychmiastowym działaniu zaraz po wprowadzeniu.
3. Zabezpieczenie przeciwerozyjne wąwozu należy rozpoczynać od umocnienia podstaw erozyjnych.
4. Zastosowane umocnienia techniczne w Opoce Dużej, mogą być używane do stabilizacji innych wąwozów o zbliżonych warunkach glebowo-geologicznych.

5. Przy właściwej zabudowie przeciwerozryjnej wąwozu, można rozważyć celowość stosowania zapory przeciwrumowskiej, która mogłaby być zastąpiona mniejszymi i tańszymi budowlami.

Literatura

- BURY-ZALESKA J., DUTKIEWICZ J., PIOTROWSKI F. 1960. *Zadrzewienie rolnicze ze specjalnym uwzględnieniem terenów lessowych i rędzinowych*. PWRiL, W-wa., ss. 64.
- BURY-ZALESKA J., PIĘTA J. 1968. *Próba zadrzewienia wąwozu lessowego „Mikołajec”*. Pam. Puł. 34, ss. 14.
- Józefaciuk A., Józefaciuk Cz. 1969. *Erozja w wąwozach lessowych oraz sposoby ich biologicznej zabudowy*. Wiad. IMUZ, t. 8, z. 2, ss. 19.
- KISYŃSKI J. 1963. *Melioracje przeciwerozryjne w wąwozach na przykładzie obiektu Opoka Duża*. Wiad. IMUZ, t. 3, z. 4, ss. 23.
- KONDRACKI J. 1994. *Geografia Polski. Mezoregiony fizyczno-geograficzne*. PWN, Warszawa, ss. 45.
- MAZUR Z. 1964. *Projekt obudowy wąwozu w Opoce Dużej*. Wiad. IMUZ, t. 4, z. 3, s. 93 - 96.
- MAZUR Z., MAZUREK T., PAŁYS S., WĘGOREK T. 1985. *Skuteczność biotechnicznej zabudowy wąwozów w Opoce Dużej*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., z. 292, s. 137 - 150.
- MOZOŁA R. 1972. *Charakterystyka i próba oceny melioracji przeciwerozryjnych wykonanych w wąwozach Wyżyny Lubelskiej*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., z. 130, s. 91 - 115.
- PIOTROWSKI F. 1962. *Zadrzewienie i zalesienie wąwozów i lessowych zboczy dolinnych*. Las Pol., nr 20, ss. 30.
- ZIEMNICKI S. 1966. *Zastosowanie stopnia skrzynkowego do umacniania dna wąwozów na przykładzie wąwozu w Opoce Dużej*. Wiad. IMUZ, t. 5, z. 4, s. 11 - 35.
- ZIEMNICKI S. 1973. *Umacnianie wąwozu na zboczu zwalu kopalni odkrywkowej*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., z. 151, s. 151 - 165.
- ZIEMNICKI S., KUCYPER J. 1975. *Niektóre formy dolinne krawędzi Wyżyny Lubelskiej w Opoce Dużej*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., z. 170, s. 51 - 76.
- ZIEMNICKI S., KUDASIEWICZ Z. 1975. *Rozwój wąwozu zalesionego w Górach Pińczowskich*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., z. 170, s. 77 - 98.
- ZIEMNICKI S., KUDASIEWICZ Z. 1977. *Rozwój wąwozu zadarnionego w miejscowości Góry koło Pińczowa*. Zesz. Probl. Post. Nauk Rol., z. 193, s. 23 - 41.

ZIENKIEWICZ W., ZIENKIEWICZ A. 1975. *Atlas klimatyczny województwa lubelskiego 1951-1960*. Lubelskie Towwarzystwo Naukowe, Lublin.

Summary

Estimation of anti-erosion protections on the bottom of the ravine in Opoka Duża. Efficiency of anti-erosion technical protections on the bottom of a ravine after 33 years of performance was estimated. On a ground of results obtained, it can be stated that properly made technical structures effectively protected the erosion threshold and the ravine bottom against the washout. Advisability of anti-rubble barrier application that could be replaced by smaller and cheaper structures may be considered in a case of a proper biotechnical protections arrangement in the ravine. Technical protections described in the work can be used for stabilization of other ravines of similar soil and geological conditions.

Andrzej Mazur
Instytut Melioracji i Budownictwa Rolniczego
Akademia Rolnicza w Lublinie
ul. Leszczyńskiego 7
20-069 Lublin

ODDZIAŁYWANIE UJĘCIA WÓD PODZIEMNYCH "MAŁA NIESZAWKA" NA ŚRODOWISKO LEŚNE

THE INFLUENCE OF GROUNDWATER INTAKE OF "MAŁA NIESZAWKA" ON FOREST ENVIRONMENT

Edward Wienclaw¹, Tadeusz Krajewski², Mikołaj Ziembikiewicz¹, Andrzej Ciepielowski³

¹ Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych

i Melioracyjnych, Pracownia Hydrogeologii

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie

² Samodzielna Pracownia Gospodarki Wodnej IBL

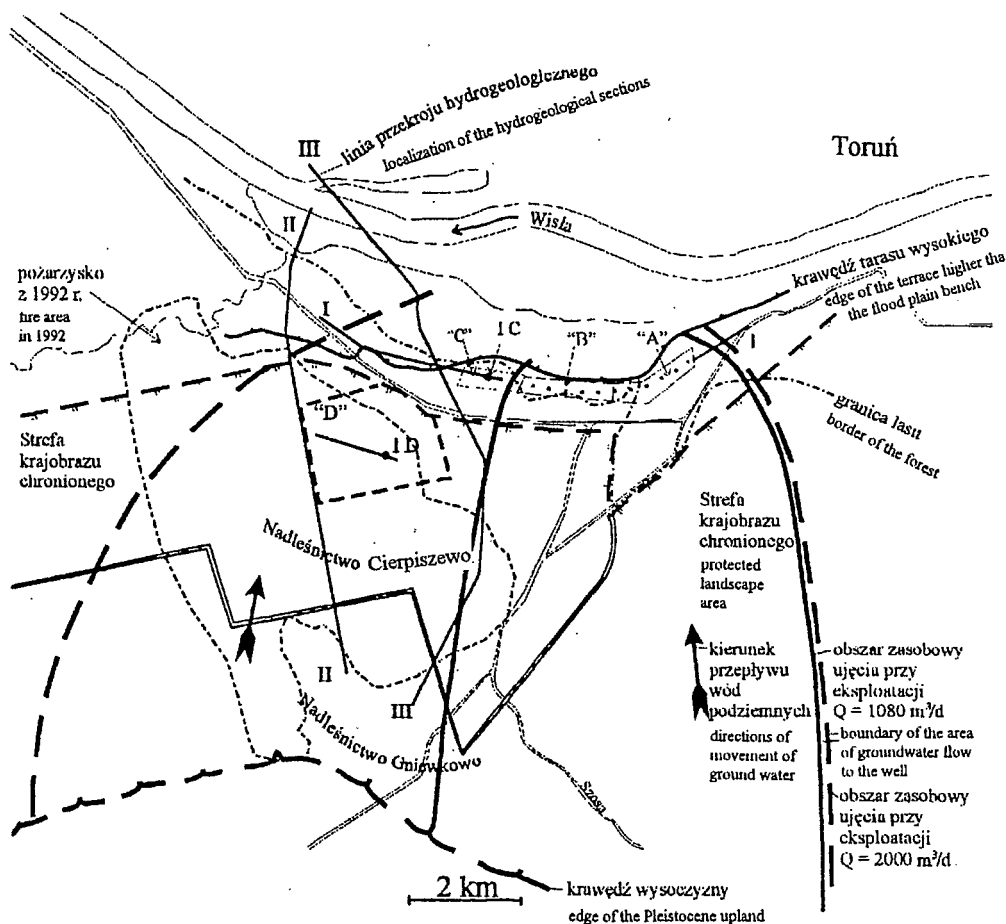
³ Katedra Budownictwa Wodnego

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie

Wstęp

Ujęcie wód podziemnych "Mała Nieszawka" jest zlokalizowane w dolinie Wisły, w lewobrzeżnej jej części, w odległości od 1,5 km do 3 km od rzeki, na tarasie wysokim (nadzalewowym). Pod względem administracyjnym jest to teren Gminy Wielka Nieszawka położony w północno-zachodniej części województwa toruńskiego, przy granicy z województwem bydgoskim. Ujęcie czerpie wodę na potrzeby Torunia z warstw czwartorzędowych przy pomocy 24 studni, w ilości od 1100 do 1400 m³/h (Waluszko 1991 i Jankowski 1997). Przewiduje się rozbudowę ujęcia do około 40 otworów studziennych o łącznej wydajności 2 tys. m³/h (Bralczyk 1993). Ujęcie i jego obszar zasobowy znajdują się w lasach Regionalnej Dyrekcji Lasów Państwowych w Toruniu - na terenach Nadleśnictwa Cierpiszewo i Nadleśnictwa Gniewkowo (rys. 1).

W artykule przedstawiono wyniki analiz dotyczących geologiczno-technicznych warunków eksploatacji wód oraz zagrożeń siedlisk leśnych wynikających z wprowadzenia do lasu infrastruktury technicznej związanej z realizacją ujęcia i eksploatacją wód podziemnych.



Rys. 1. Mapa dokumentacyjna obszaru badań „A”, „B”, „C”, „D” - tereny ujęcia; IC, ID - studnie badawcze

Fig. 1. Location map of the study area „A”, „B”, „C”, „D” - area of groundwater extraction; IC, ID - test well

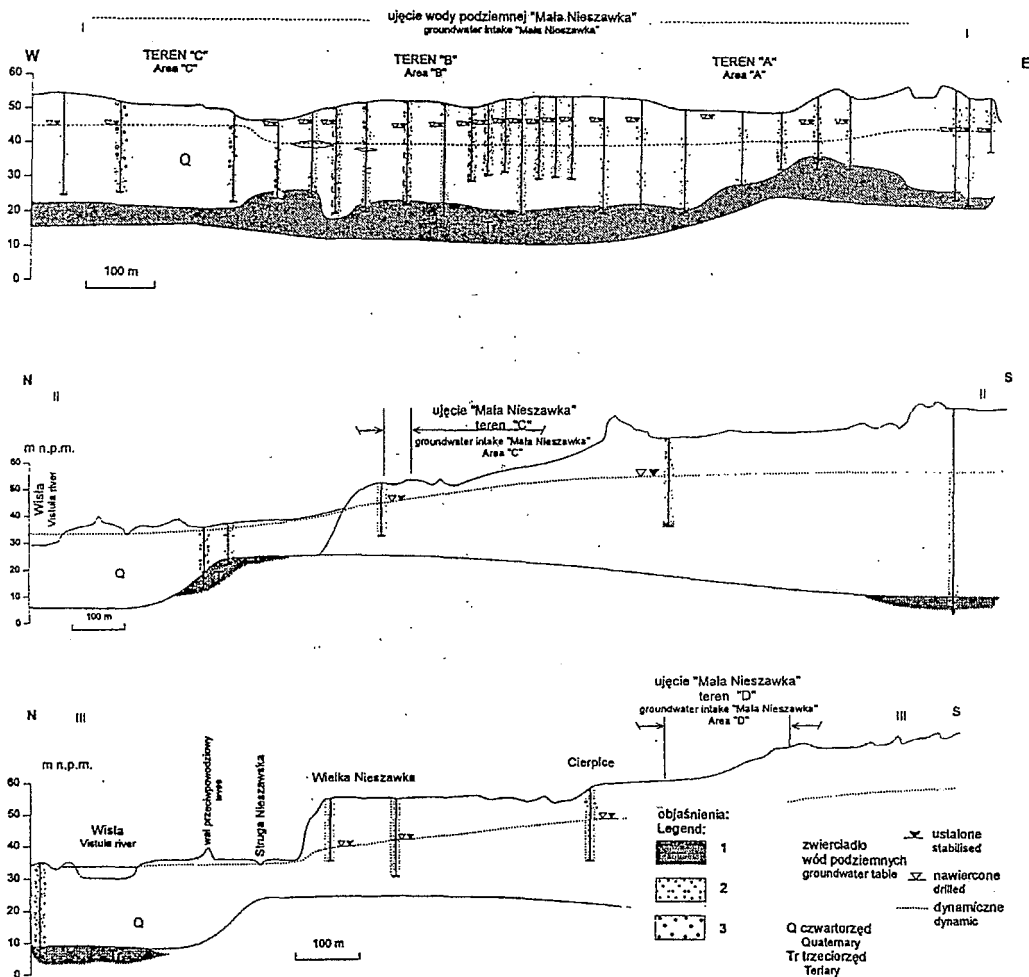
Charakterystyka terenu oddziaływania ujęcia

Ujęcie znajduje się na terenach leśnych, w których dominującym gatunkiem jest sosna zwyczajna, zajmująca 98% powierzchni leśnej. Pozostałe 2% stanowi brzoza brodawkowata, olsza czarna i dęby. Charakterystyczną cechą większości drzewostanów są monokultury sosnowe o zróżnicowanej strukturze wiekowej. Przeciętny wiek drzewostanów wynosi 54 lata, przeciętna zasobność 162 m³/ha a przeciętny roczny przyrost 3 m³/ha. Procentowy udział poszczególnych siedlisk przedstawia się następująco: bór świeży (Bśw) 90%, bór suchy (Bs) 5%, bór mieszany świeży (BMśw) 4%. Udział innych siedlisk (Bw, BMw, LMśw, Lśw, Ol i Ll) wynosi łącznie zaledwie 1%. Na terenach leśnych występują przede wszystkim gleby rdzawe i bielcowe, utworzone z piasków aluwialnych i eolicznych. Inne typy gleb występują fragmentarycznie wzdłuż Strugi Zielonej oraz na tarasie niskim.

Dotychczasowy układ wiekowy drzewostanów został poważnie zachwiany w wyniku groźnego pożaru, który wybuchł w sierpniu 1992 r. i zniszczył 2870 ha powierzchni lasu (w Nadleśnictwie Cierpiszewo 2270 ha i 600 ha w Nadleśnictwie Gniewkowo, rys.1). Usunięcie martwych drzew, przywrócenie sprawności biologicznej glebie i odnowienie lasu było przedsięwzięciem niezwykle trudnym a zakończone zostało w 1996 r. W nowozałożonych uprawach poprawiono ich skład gatunkowy. Nowy las będzie miał następujący skład gatunkowy: sosna zwyczajna 75%, brzoza brodawkowata 16%, dąb bezszypułkowy 3%, dąb czerwony 2%, klon zwyczajny 2%, olsza szara i robinia akacjowa po 1%.

Na stan sanitarny lasów bardzo negatywnie wpływają liczne zakłady przemysłowe aglomeracji bydgoskiej i toruńskiej. Ze względu na szkodliwą działalność pyłów przemysłowych, dymów i gazów oraz obserwowane w związku z tym uszkodzenia drzew i odbarwienia aparatu asymilacyjnego wszystkie rozpatrywane lasy zaliczono do I strefy zagrożenia przemysłowego. Prawie wszystkie omawiane drzewostany zostały zaliczone do lasów o charakterze ochronnym. Główną ich funkcją jest spełnianie zadań: glebochronnych, wodochronnych, klimatycznych, rekreacyjno-zdrowotnych i estetyczno-krajobrazowych.

W rejonie ujęcia wyodrębniają się dwa główne elementy morfologiczne doliny Wisły (Wrotek 1990): taras niski - uformowany w okresie holocenu, podzielony sztucznie wałem przeciwpowodziowym na obszar zawala i obszar międzywala oraz taras wysoki - uformowany w okresie zlodowacenia Wisły i następnie przemodelowany przez procesy eoliczne. Sytuację geomorfologiczną i hydrogeologiczną ujęcia "Mała Nieszawka" oraz lasów w rejonie oddziaływania ujęcia dokumentują przekroje hydrogeologiczne (rys. 2).



Rys. 2. Przekroje hydrogeologiczne w rejonie ujęcia „Mała Nieszawka”

1 - il, 2 - piasek, 3 - piasek ze żwirem

Fig. 2. Hydrogeological cross-sections of aquifer on the "Mała Nieszawka" well influence area with determined safe yield; 1 - clay, 2 - sand, 3 - sand with gravel

Aluwia wiślane mają zmienną miąższość; od 5 do 30 m w granicach tarasu niskiego i od 30 do 50 m na tarasie wysokim. Zalegają one na glaciektonicznie zaburzonych iłach pstrych plicenu i lokalnie na glinach zwałowych. Główną masę osadów aluwialnych stanowią piaski i żwiry wykształcone w facji korytowej. Na obszarze tarasu niskiego zalegają na nich osady powodziowe i starorzeczy o miąższości od 0,5 m do kilku m oraz piaski eoliczne. Na przeważającej części tarasu wysokiego osady aluwialne przykryte są piaskami eolicznymi. Ich miąższość zależy od wysokości względnej wydmy - maksymalnie przekracza 30 m. Zwierciadło wód podziemnych, o charakterze swobodnym, układa się na wysokościach od poniżej 36 m n.p.m. na tarasie niskim do powyżej 52 m n.p.m. na tarasie wysokim. W okresie obserwacji (X.1996 - VII.1997) amplituda wahań zwierciadła wód na tarasie niskim wynosiła 0,2 m a na terenie tarasu wysokiego od 0,1 m do 2,7 m. W studniach ujęcia amplituda wahań zwierciadła wody zawiera się w granicach od 0,5 m do 5,5 m. Na tarasie niskim zwierciadło wód podziemnych występuje na głębokości około 1 m p.p.t. Na tarasie wysokim zwierciadło wód występuje na głębokości: od poniżej 3 do 4 m p.p.t. w strefie krawędziowej tarasu, od 6 do 14 m p.p.t. na terenie "A" ujęcia, od 8 do 14 m p.p.t. na terenie "B" ujęcia i od 4 m do ponad 17 m w części terenu na południe od ujęcia.

Siedliska borowe terenu ujęcia i terenu położonego na południe od ujęcia charakteryzują się opadowo-retencyjnym typem gospodarki wodnej. Zwierciadło wody podziemnej znajduje się na głębokości większej od 4 m p.p.t. i wody podziemne nie mają już istotnego wpływu na zaopatrzenie wodno-pokarmowe drzew i produktywność siedlisk leśnych. W strefie krawędziowej tarasu wysokiego położonej na północ od ujęcia, gdzie zwierciadło wód występuje na głębokości od poniżej 3 do 4 m p.p.t., wpływ wody podziemnej na siedliska leśne jest słaby. W lasach położonych na tarasie niskim, gdzie zwierciadło wód podziemnych zalega na głębokości około 1 m p.p.t., wpływ ten jest wyraźny.

Geologiczno-techniczne warunki eksploatacji wód podziemnych

Studnie eksploatacyjne ujęcia są zlokalizowane wzdłuż linii o kierunku wschód-zachód. Odległości między nimi wynoszą od 100 m do 200 m, odległość między skrajnymi studniami eksploatacyjnymi ujęcia wynosi 3300 m. Dla celów ewidencyjnych teren ujęcia podzielony jest na dwie części: teren "A" (część wschodnia ujęcia), obejmujący 11 studni i teren "B" (część zachodnia ujęcia), na którym znajduje się ich 13. Wielkość eksploatacji wody z terenów "A" i "B" w latach 1981-1990 wahała się w granicach 440÷750 m³/h zaś na przełomie lat 1996-1997 wynosiła już 1180÷1400 m³/h. Obszar zasobowy ujęcia przy eksploatacji 1080 m³/h szacowany jest na 60 km². Długość frontu dopływu wody do ujęcia oceniana jest na 7 km.

Rozbudowę ujęcia przewiduje się w kierunku zachodnim, przez włączenie do terenów ujęcia: terenu "C", który rozciąga się równoleżnikowo na zachód od granicy terenu "B" na odległość do 1100 m oraz terenu "D", położonego w kierunku na południowy zachód od terenu "B" w odległości 2÷3 km. Przewiduje się udostępnienie zasobów terenu "C" po wykonaniu 4 otworów studziennych przy depresji do 5 m. a zasobów terenu "D" po wykonaniu 14 otworów studziennych przy depresji do 11 m. Nowe studnie będą zlokalizowane na linii prostopadłej do kierunku spływu wód podziemnych. Rozstawa między studniami będzie wynosić 150 m. Łączny pobór wody z terenów "C" i "D" przewiduje się w ilości 950 m³/h. Na całym ujęciu eksploatowanych będzie około 40 otworów studziennych. Obszar zasobowy ujęcia przy wydajności 2 tys. m³/h oceniany jest na 140 km² a maksymalna długość frontu dopływu na 14,5 km.

Jako etap poprzedzający rozbudowę ujęcia przewiduje się wykonanie robót i badań geologicznych obejmujących m.in. wykonanie badań hydrowęzłowych, w tym 2 otworów studziennych o symbolach: IC (na terenie "C") i ID (na terenie "D" ujęcia). Zadaniem projektowanych prac geologicznych, poza rozpoznaniem i ustaleniem zasobów wody w ilości 2 tys. m³/h terenu ujęcia po rozbudowie, jest uzyskanie danych niezbędnych do opracowania projektu stref ochrony ujęcia oraz dostarczenie danych do określenia wpływu ujęcia na środowisko, ze szczególnym uwzględnieniem ekosystemu leśnego.

Skutki eksploatacji wód podziemnych

W zależności od przyjętych kryteriów skutki eksploatacji wód podziemnych można podzielić na cztery grupy: hydrogeologiczne, ekonomiczne, ekologiczne i społeczne (Kowalczyk i Rubin 1995 za Custodio 1992 i Margatem 1992). Nawiązując do etapów realizacji obiektu, hydrogeologiczne i wynikające z nich ekologiczne skutki realizacji ujęcia "Mała Nieszawka" obejmują:

- dotychczasowe skutki eksploatacji wód podziemnych w ilości 440 ÷ 1400 m³/h;
- skutki projektowanych robót i badań geologicznych dla ustalenia zasobów eksploatacyjnych ujęcia w ilości 2 000 m³/h, w celu jego rozbudowy;
- skutki projektowanej rozbudowy ujęcia i eksploatacji wód w ilości 2 000 m³/h.

Obserwacje terenowe pozwalają stwierdzić, że w wyniku eksploatacji powstał lej depresji, w centrum którego zwierciadło wód podziemnych obniżyło się o 5÷6 m. Zasięg leja depresji w kierunku Wisły wynosi maksymalnie 800 m. Lej depresji w kierunku na południe przekracza odległość 2 km od ujęcia i nadal się rozwija. Przed rozpoczęciem eksploatacji wód podziemnych, na tarasie niskim występowały liczne stawy, mokradła i źródła - obecnie są w stadium zaniku. Zmniejszył się przepływ w Strudze Nieszawskiej. Oddziaływanie ujęcia przejawiające się obniżeniem położenia zwierciadła wód podziemnych i częściową

zmianą typu gospodarki wodnej siedlisk borowych z opadowo-podsiąkowego na opadowo-retencyjny uwidacznia się w lasach w postaci zmniejszenia się przyrostu drzewostanów. Zjawisko to jest obserwowane przez Nadleśnictwo Cierpiszewo i było zauważone również w trakcie wstępnych badań terenowych (Wienclaw i Krajewski 1997).

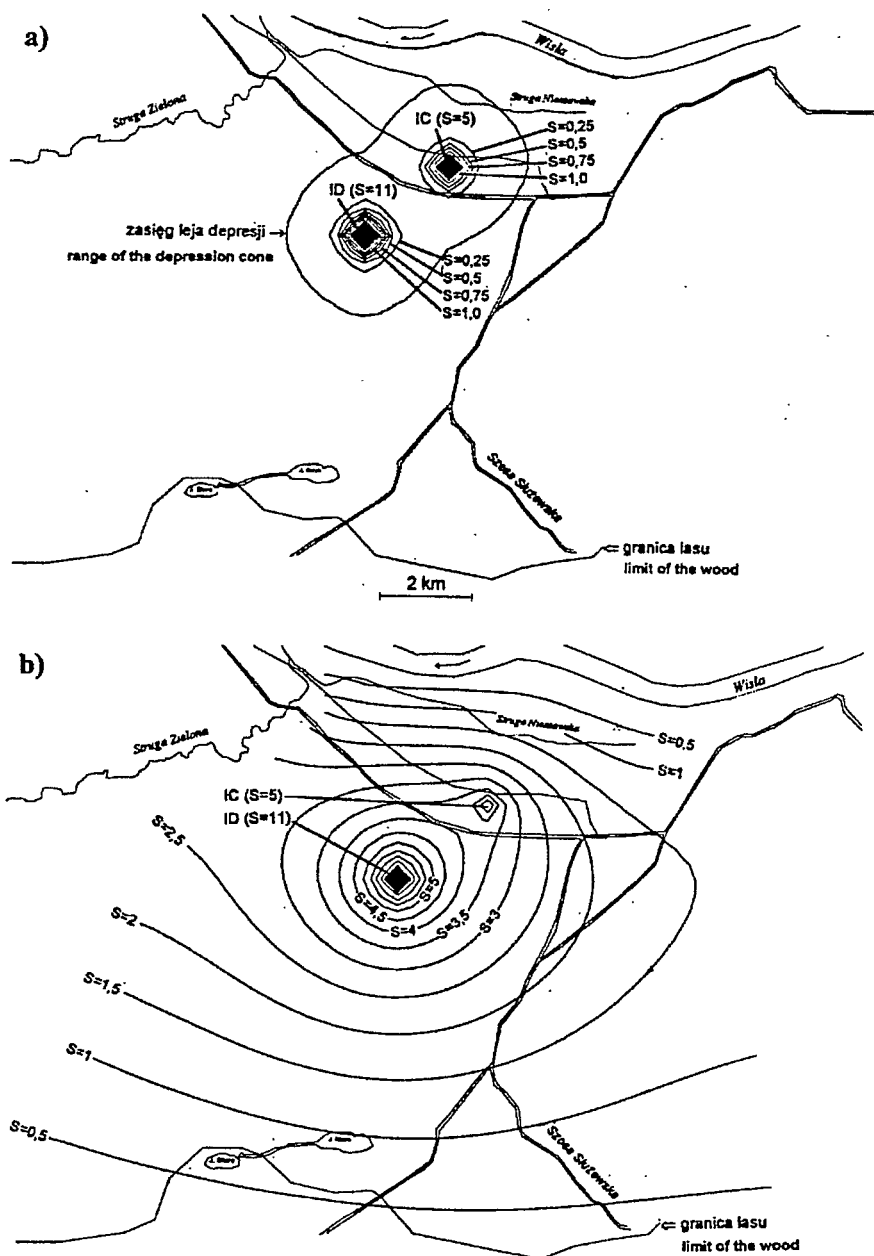
Badania symulacyjne - prognostyczne wpływu projektowanych pompowań próbnych na zbiorowisko wód podziemnych przeprowadzono na modelu numerycznym (McDonald i Harbaugh 1988). W badaniach przyjęto (zgodnie z projektem) następujące założenia:

- pompowania próbne w otworach IC i ID przebiegają równocześnie i trwają 1 miesiąc,
- depresja wywołana pompowaniem wynosi 5 m na poboczniczy otworu IC i 11 m na poboczniczy otworu ID.

Kolejnym etapem badań modelowych było odwzorowanie otworów IC i ID jako studni eksploatacyjnych ujęcia i ocena rozwoju leja depresji w czasie. Wyniki tego etapu badań posłużyły do wstępnej oceny zmian warunków hydrogeologicznych w wyniku rozbudowy ujęcia. Rezultaty badań opracowano w formie prognostycznych map leja depresji (rys. 3).

Prognozowany maksymalny zasięg leja depresji wywołanego pompowaniem próbnym obejmuje pas terenu przyległy do otworów o szerokości 1,7 km licząc od osi otworów. Z uwagi na naturalne wahania zwierciadła wód podziemnych a także wywołane zmianami w eksploatacji, jako praktyczną granicę oddziaływania pompowań na zbiorowisko wód podziemnych przyjęto izolinie depresji $S = 0,25$ m. Praktyczny zasięg oddziaływania pompowań próbnych na zbiorowisko wód podziemnych jest ograniczony do pasa terenu przyległego do otworu studziennego IC o szerokości 0,6 km licząc od osi otworu i do pasa terenu przyległego do otworu studziennego ID o szerokości 0,7 km licząc od osi otworu.

Prognozowane obniżenie zwierciadła wód podziemnych, jako wynik pompowań próbnych, w różnym stopniu oddziaływać będzie na warunki siedliskowe biocenozy terenów przyległych (Krajewski 1992). W lasach położonych na tarasie wysokim w strefie przykrawędziowej z tarasem niskim, gdzie dominuje aktualnie opadowo-retencyjny typ gospodarki wodnej ale lokalnie występuje także typ opadowo-podsiąkowej gospodarki wodnej, obniżenie zwierciadła wód podziemnych pogorszy lokalnie sytuację siedliskową drzewostanów na obszarze o długości 1,2 km. Z uwagi na stosunkowo krótkotrwałe pogorszenie gospodarki wodnej drzewostanów należy wykluczyć możliwość zmniejszenia się ich przyrostu. W siedliskach leśnych położonych na południe od strefy przyskarpowej tarasu wysokiego, o typie opadowo-retencyjnej gospodarki wodnej, warunki siedliskowe nie ulegną zmianie.



Rys. 3. Lej depresji według badań modelowych: a) po 1 miesiącu, b) po 10 latach eksploatacji; IC, ID - studnie badawcze, S-depresja zwierciadła wody w m

Fig. 3. Depression cone according to numerical model: a) after 1 month, b) after 10 years, IC, ID - test well, S-drawdown in m

Podsumowanie

Z przeprowadzonej analizy sytuacji hydrogeologicznej lasów w rejonie ujęcia "Mała Nieszawka" wynika iż, szkodliwe oddziaływanie pompowań próbných mających na celu rozpoznanie i ustalenie zasobów eksploatacyjnych w ilości 2 tys. m³/h terenu ujęcia po rozbudowie, w odniesieniu do lasów, będzie miało charakter lokalny i krótkotrwały. Znacznie poważniejszym zagrożeniem dla lasów będzie rozbudowa ujęcia. Wnioski wynikające z wykonanych prognostycznych badań modelowych przedstawiają się następująco:

- w początkowych latach eksploatacji wód podziemnych na terenach "C" i "D" ujęcia reakcja zwierciadła wód podziemnych (wzrost depresji) będzie najszybsza w ich bezpośredniej bliskości. W miarę upływu czasu reakcja ta wykazywać będzie tendencję malejącą. Związane jest to ze zjawiskiem stabilizowania się przepływu wód podziemnych. Stabilizacja przepływu wód podziemnych nastąpi po około 10 latach od momentu rozpoczęcia eksploatacji.
- W warunkach przepływu ustalonego obniżenie zwierciadła wód podziemnych rozciągać się będzie w kierunku na północ od terenów ujęcia aż do Wisły a w kierunku na południe aż do krawędzi doliny Wisły z wysoczyzną morenową.
- Należy się liczyć ze znacznym ograniczeniem przepływów w Strudze Nieszawskiej, intensyfikacją procesu likwidacji terenów podmokłych, jak również z „osuszeniem” rowów melioracyjnych na tarasie niskim.

Obniżenie zwierciadła wód podziemnych jako wynik rozbudowy ujęcia, podobnie jak w przypadku pompowań próbných, w ocenie przyrodniczej i gospodarczej lasów będzie charakteryzować się wpływem ujemnym lub będzie obojętne. W lasach położonych na tarasie wysokim w strefie przykrawędziowej z tarasem niskim, rozbudowa ujęcia doprowadzi do zaniku siedlisk wilgotnych o typie opadowo-podsiąkowej gospodarki wodą, co conajmniej może doprowadzić na tych terenach do zmniejszenia się przyrostu drzewostanów.

Literatura

- BRALCZYK M., 1993. *Dokumentacja hydrogeologiczna zasobów wód podziemnych w kategorii C wraz z projektem badań hydrogeologicznych dla ustalenia zasobów w kategorii B terenu ujęcia "Mała Nieszawka" w Toruniu (po rozbudowie)*. Przeds. Geol. w Warszawie, Zakład w Gdańsku (maszynopis). Gdańsk.
- CUSTODIO E., 1992. *Hydrogeological and hydrochemical aspects of aquifer overexploitation*. W: *Selected Papers on Aquifer Overexploitation*. AIH, Vol. 3, s. 3-28.
- JANKOWSKI M., 1997. *Raport roboczy: Monitoring lokalny wód podziemnych w rejonie ujęcia "Mała Nieszawka" w Toruniu, październik 1996 - lipiec 1997*. Przeds. Geol. „Polgeol” w Warszawie, Zakład w Gdańsku (maszynopis). Gdańsk.

- KOWALCZYK A., RUBIN K., 1995. *Skutki skupionej eksploatacji wód podziemnych ujęciem Bibiela w świetle badań modelowych*. W: Współczesne problemy hydrogeologii t. VII, Kraków - Krynica 1995: 227-234. Wyd. PROFIL. Kraków.
- KRAJEWSKI T., 1992. *Regulacja stosunków wodnych w lasach*. PTwL 52 :22-27.
- MARGAT J., 1992. *The overexploitation of aquifers*. W: Selected Papers on Aquifer Overexploitation. AIH, Vol. 3, s. 29-40. Dąbrowski S., Przybyłek J., 1980. *Metodyka próbnych pompowań w dokumentowaniu zasobów wód podziemnych*. Wyd. Geol., Warszawa.
- MCDONALD MICHAEL G., HARBAUGH ARLEN W., 1988. *A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model*. U.S. Geological Survey Open-File Report 83-875. Book 6. Modeling Techniques.
- WALUSZKO W., 1991. *Projekt stref ochronnych ujęcia wody podziemnej "Mała Nieszawka" w Toruniu i wytyczne do projektu ich zagospodarowania*. Przeds. Geol. w Warszawie, Zakład w Gdańsku (maszynopis). Gdańsk.
- WIENCLAW E., KRAJEWSKI T., 1997. *Wpływ projektowanych badań hydrogeologicznych związanych ze zwiększeniem zasobów eksploatacyjnych ujęcia wody podziemnej "Mała Nieszawka" koło Torunia na ekosystem leśny*. IBL (maszynopis). Warszawa.
- WROTEK K., 1990. *Objaśnienia do Szczegółowej Mapy Geologicznej Polski w skali 1:50000, Arkusz Rzęczkowo*. Wyd. Geol. Warszawa.

Summary

The influence of groundwater intake of "Mała Nieszawka" on forest environment. The groundwater intake of "Mała Nieszawka" is located in the forest area. The article discusses the influence of the intake on the forest ecosystems. It has been found that the tree lower growth and the vanishing of habitats of type precipitation - capillary ascent type of water management cannot be excluded. These conclusions are drawn from the area observation and the computer simulation.

Andrzej Ciepeliowski

Katedra Budownictwa Wodnego SGGW

02-787 Warszawa ul. Nowoursynowska 166

Tadeusz Krajewski

Samodzielna Pracownia Gospodarki Wodnej IBL

00-973 Warszawa ul. Bitwy Warszawskiej 1920r.

Edward Wienclaw, Mikołaj Ziembikiewicz

Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych

Pracownia Hydrogeologii SGGW

02-787 Warszawa ul. Nowoursynowska 166

HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF A LAYERED SOIL PROFILE MEASURED BY PONDED INFILTRATION TECHNIQUE

Daniel SZEJBA¹, Eileen J. KLADIVKO², Gregory L. WILLOUGHBY²

¹Department of Environmental Development & Land Improvement, Warsaw Agricultural University

²Agronomy Department, Purdue University

Introduction

Hydraulic conductivity is the significant soil physical property for drainage design and research. The conductivity K_{sat} is needed for calculating drain spacing with steady-state equations. This parameter is also required for the description of water movement into the soil profile. Agrochemicals like nutrients and also pesticides can move with water through the soil profile to ground water. Thus knowledge of hydraulic conductivity is needed to assess the potential for ground water pollution.

Hydraulic conductivity can be measured both in the laboratory and in the field. The objective of this study was to select the method and the hydraulic conductivity measurement technique for the four main horizons of the Clermont silt loam soil, to provide data for studying drainage performance and water quality on a field experimental site.

Materials and Method

Hydraulic conductivity for layered soil is difficult to estimate. An example of such a type of soil is Clermont silt loam in the southern part of Indiana. The soil has a shallow water table during winter and early spring, but during the summer the water table is deep and provides an opportunity to measure infiltration for each layer separately. In order to estimate the hydraulic properties of this soil a ponded infiltration technique was chosen.

The infiltration experiment was performed on Clermont silt loam at the Southeast Purdue Agricultural Center (SEPAC) near North Vernon in Jennings County, Indiana, USA. Subsurface plastic drains were installed at 5, 10, 20 and 40 m spacing, at 75 cm nominal depth, and 0.4% nominal slope. There are two

replications of each spacing grouped into blocks. Three drain lines (225 m long) were installed at each spacing. The 40 m spacing is considered to be the control (essentially undrained) treatment. Corn (*Zea mays* L.) was planted over the entire experimental area each year beginning in 1984 (Larney et al., 1988).

The Clermont profile was developed in loess over glacial till and is dominated by silt loam texture to a depth of 235 cm. Below the plow layer, the 24 to 38 cm and 38 to 64 cm horizons have very weak platy and weak subangular blocky structure, respectively. The 96 to 145 cm horizon has brittle material within the prisms, but the prisms are relatively small, 5 to 10 cm across. The 145 to 235 cm horizon has very coarse prisms, and conspicuous silt and clay films on the prism surfaces. It is a well developed fragipan according to current definitions [King and Franzmeier, 1981]. Below the fragipan, at a depth at 235 cm, is the paleosol surface. The change in soil properties there is quite apparent when boring with an auger because of the 10% clay increase, the increase in firmness and the morphology of the paleosol. In this Clermont profile the upper material, 0 to 235 cm, has more than 53% silt; below 235 cm the material has less than 43% silt. The sand content of the upper material, 9 - 26%, is higher than in typical loess. The clay content of the Clermont soil reaches an upper maximum of 26% in the 96 - 145 cm horizon and a second maximum of 36% in the paleosol. Sand content increases downward in the paleosol (King and Franzmeier, 1981)

The method used to measure infiltration was based on the cylinder infiltrometer method. Cylinder infiltrometers frequently have a diameter of about 30 cm and a height of 20 cm, and they penetrate the soil about 5 cm (Bouwer, 1986). Unfortunately, the cylinder infiltrometer diameter is too small for an accurate measurement. A part of the flow below cylinder infiltrometers is not vertical but diverges laterally. The infiltration rate inside the infiltrometer will then be higher than the true infiltration rate for vertical flow. Lateral divergence can be caused by capillary forces, by layers of reduced hydraulic conductivity deeper in the profile, and by the water depth in the infiltrometer.

Lateral divergence by capillary forces is due to the fact that pressure heads in the unsaturated soil adjacent to the infiltrometer are less (more negative) than those in the wetted zone directly below the infiltrometer, thus creating a hydraulic gradient radially away from the wetted zone. This can occur in uniform as well as in layered soils. The overestimation of the vertical infiltration rate due to lateral capillary forces depends on the ratio between the cylinder diameter d and the unsaturated-flow capability of the soil h_{cr} . Analyses with a resistance network showed that the measured final infiltration rate gives the true vertical infiltration rate (which theoretically is equal to hydraulic conductivity of wetted zone) correctly only if $h_{cr}/d = 0$. For the true vertical infiltration rate of the soil is necessary to use cylinders with such large diameters that the ratio h_{cr}/d is essentially zero (Bouwer, 1986).

Restricting layers deeper in the soil profile also can cause lateral flow below cylinder infiltrometers. If under those conditions only a small surface area is inundated, as in a cylinder infiltrometer, a perching groundwater mound can establish itself above the restricting layer. This mound can spread laterally and the infiltrated water can move through the restricting layer over a horizontal area larger than covered by the infiltrometer. The infiltration rate in the infiltrometer will then exceed the rate that will occur when the entire soil surface is inundated and all water has to move straight down through the soil and the restricting layer. The difference between the final infiltration rate from the infiltrometer and that for true, vertical infiltration rate depends on the hydraulic conductivity of the profile and on the depth of the restricting layer (Bouwer, 1986).

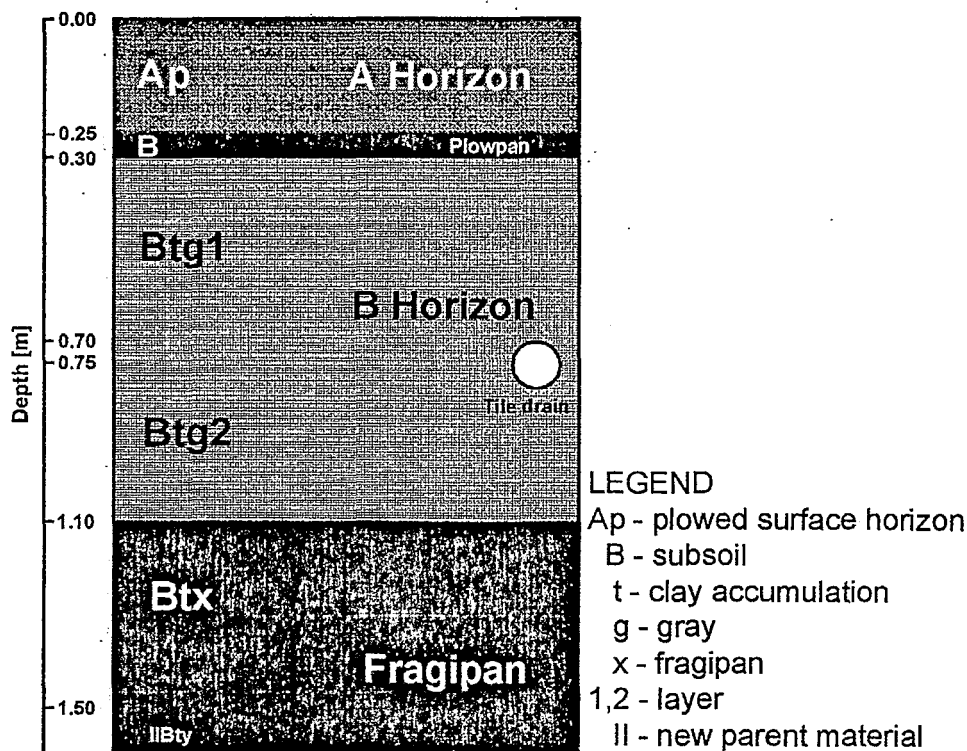


Fig. 1 The soil profile description

To avoid these problems, the current study used large square metal infiltrometers instead of small cylinders. Equipment used for this method included: 1.20m by

1.20m metal frame, 200 liter barrel, float valve, indicator tube and stop watch. The equipment maintained a constant head of water within the frame, and the volume of water infiltrated was determined by measuring volume of water remaining in the supply barrel. Saturated hydraulic conductivity was estimated when the readings reached a steady state, usually within two hours.

The experiment was done at six depths (5, 25, 30, 75, 110, 150 cm) in four different places in the field. The horizons were: surface, plow pan, top of the B horizon, middle of the B horizon, top of the fragipan, fragipan (fig.1). The metal frame was first inserted into the soil surface, and the soil surface was cleaned with a vacuum cleaner. After infiltration measurements at that depth, the soil was allowed to dry for several days to a week. The soil was then dug out to the next depth, being careful to not compact the soil during the process. A fresh soil surface was prepared by gently digging the last few centimeters of the excavation and vacuuming loose soil. The process of infiltration measurement, drying, and excavating to the next depth was repeated in the same soil pit for each depth of interest and replicated in four soil pits.

Results and Discussion

Measured field data were statistically fitted to infiltration equation of Philip (Philip, 1987):

$$I = S \times t^{0.5} + A \times t \quad (1)$$

where:

I - cumulative infiltration [mm]

t - time [h]

S - sorptivity [mm/h^{0.5}]

A - parameter [mm/h]

Philip equation was also used to estimate infiltration rate at each depth (Philip, 1987):

$$i = 0.5 \times S \times t^{-0.5} + A \quad (2)$$

where:

i - infiltration rate [mm/h]

Measurements for each layer and replication were fitted according to this equation. An example of fitting for each layer (except middle of fragipan) for the third replication is presented in figure 2. The measurements were performed for two or two and half hours. During the fitting procedure it was found that the actual steady state was not reached during this time. Thus estimation was done beyond the measurement time, using equation (2), until the calculated infiltration rate was very

close to steady state. In this case it was after eight hours. This estimated value of hydraulic conductivity can be considered as a K_{sat} .

Philip equation parameters for each layer and each replication are presented in table 1. The parameters were estimated using the Marquard non-linear regression, with the use of the Statgraphics software. The Philip equation could not be used for the fragipan, because negative values of the A parameter were obtained. Thus infiltration rate curve reached negative values after a certain time of estimation. This is probably because the Philip equation is mathematical equation for infiltration into an infinitely deep homogeneous porous medium (Jury et al., 1991).

Tab. 1 Parameters for Philip equation and estimated infiltration rate.

Description	Rep.	Parameters		Infiltration Rate [mm/h] after:				
		S	A	R ²	2h	8h	CV [%] (for 8h)	Geom. Mean (for 8h)
Surface (Ap)	1	3.87	20.47	99.86	21.8	21.1		
	2	16.34	31.35	99.61	37.1	34.2		
	3	19.09	23.55	99.34	30.3	26.9	23.9	26.9
	4	-	30.92					
Plow-pan (B)	3	10.42	5.81	98.55	9.5	7.6		
	4	11.79	10.40	99.86	14.6	12.5	34.0	9.8
Top of B horizon (Btg1)	2	12.31	10.72	99.91	15.1	12.9		
	3	7.93	3.47	99.93	6.3	4.9		
	4	6.11	6.27	99.85	8.4	7.3	49.1	7.7
Middle of B horizon (Btg2)	1	29.89	7.95	99.52	18.5	13.2		
	2	22.88	10.69	99.75	18.8	14.7		
	3	5.97	9.04	99.34	11.1	10.1		
	4	24.88	19.65	99.30	28.4	24.0	38.6	14.7
Top of fragipan (BTx)	1	12.26	1.05	99.78	5.4	3.2		
	2	15.32	0.98	99.77	6.4	3.7		
	3	6.04	1.53	98.90	3.7	2.6		
	4	6.59	3.93	99.14	6.3	5.1	29.1	3.5
Fragipan (lIBty)	1	12.25	-3.42		0.9	-		
	2	16.04	-3.33		2.3	-		
	3	26.25	-8.39		0.9	-		
	4	8.17	-1.46		1.4	0.0		-

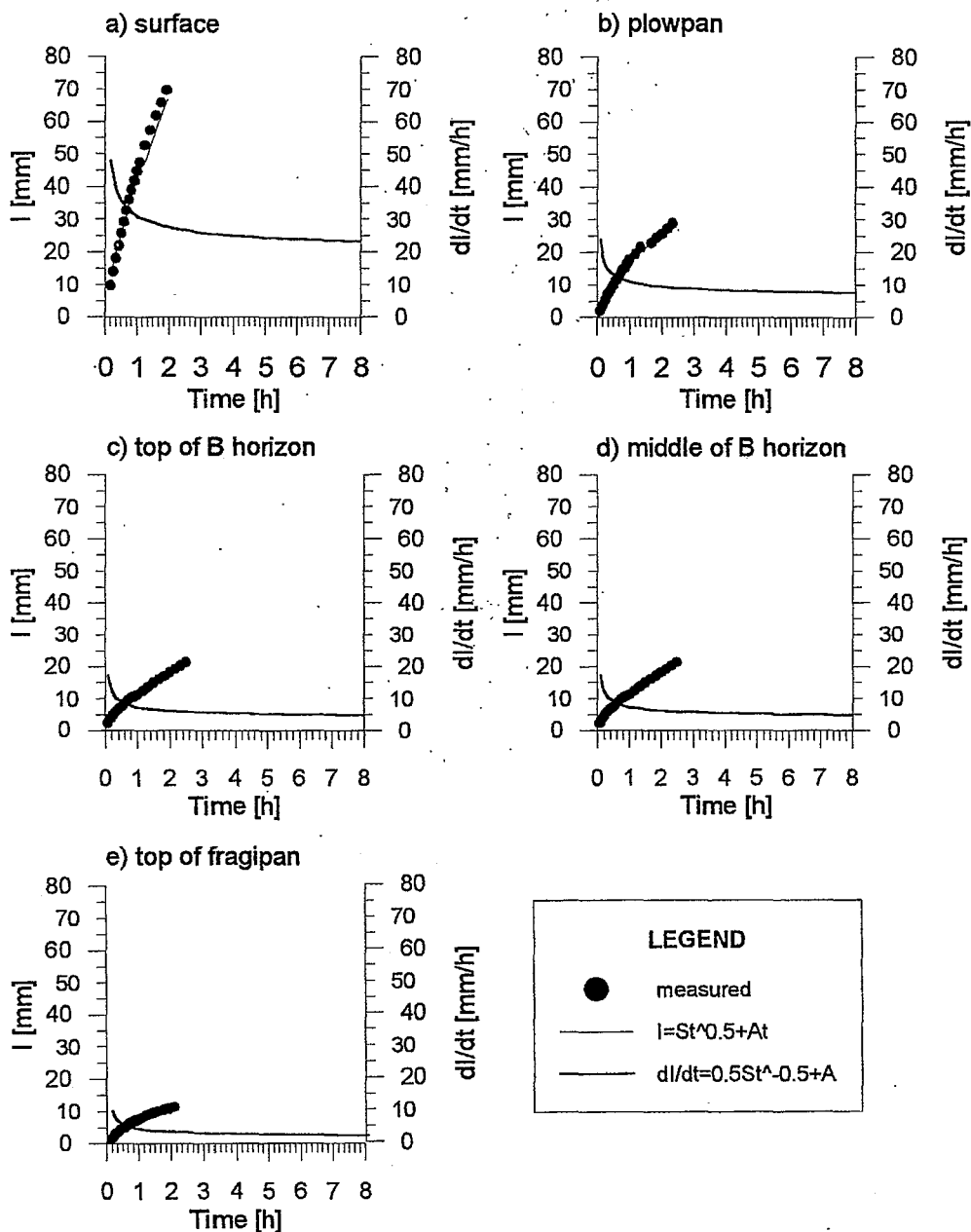


Fig. 2 An example of cumulative infiltration & infiltration rate for third replication

The low permeability of fragipan is increasing with depth and also non permeable palesol below fragipan is placed. When the wetting front reached paleosol, cumulative infiltration was very close to zero and the water was accumulated at the top of paleosol. Then horizontal flow, which was much slower than vertical flow, took place. The estimated K_{sat} values (infiltration rate after 8h) for each layer were averaged by geometric mean [Wojcik, 1993]:

$$\bar{x}_g = \left[\prod_{i=1}^n x_i \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3)$$

where:

x_i – individual measurement with number i

n – number of measurements

It was observed that the hydraulic conductivity is highly variable both in vertical and horizontal directions (Marcinek, 1992). This variability is difficult to interpretation and it does not link to known causes, and it can not be expressed an analytically. Thus it has to be express as a random variability. For this expression coefficient of variability C_v was calculated (Marcinek, 1992):

$$C_v = \frac{S_t}{\bar{x}} \times 100[\%] \quad (4)$$

where:

S_t – standard deviation

$\bar{x}$ - mean

Summary and Conclusions

The research showed that the ponded infiltration technique can be applied for different depths in the soil profile. The advantage of the square frame infiltrometer was large area of vertical infiltration. Non-vertical infiltration appeared only in the relatively small area close to the frame. Thus relatively small variation of measured values was observed. Coefficient of variation values ranged from 23.9% for surface horizon to 49.1% for the top of B horizon. Using this method, values for estimation of K_{sat} for each separate layer (except the fragipan) were calculated. The algebraic Philip equation was suitable for the infiltration fitting and infiltration rate estimation. The fitting of Philip equation parameters is very accurate, because R^2 ranged in value between 98.55 % and 99.93 %. The sorptivity S and parameter A values depend on soil hydraulic properties and ranged from 3.87 to 29.89 [mm/h^{0.5}] (S) and from 0.98 to 31.35 [mm/h] (A). The highest K_{sat} is for surface (about 28 mm/h). For plowpan and top of B horizon K_{sat} contains between 8 - 10 mm/h. Next K_{sat} increases to about 15 mm/h and for top of fragipan K_{sat} falls down to about 4 mm/h. For

fragipan K_{sat} is probably close to zero. The fragipan was not considered with the Philip equation, because A parameter was negative for each replication. Thus the estimated K_{sat} reached a negative value after a certain time, which is physically impossible. The reason is that the Philip equation is a mathematical equation for infiltration into an infinitely deep homogeneous porous medium, whereas the fragipan and paleosol are not very porous. The sorptivity reached negative value for one case (4th replication for surface). It is not correct from theoretical point of view, because sorptivity can not be negative. Thus this case was excluded from further calculations. The large drop in conductivity at the fragipan confirms the necessity for tile drainage on this soil. The received results can be used for further study of water movement mechanisms into the soil profile and also for modeling of water and agrochemical flow to the drains. Also the problems where the Philip equation cannot be applied will be taken under consideration for further study.

References

- BOUWER H. 1986. *Intake Rate: Cylinder Infiltrometer*. Method of Soil Analysis. Part 1. Physical and Mineralogical Methods – Agronomy Monograph no. 9. pp. 825-826.
- JURY W.A., GARDNER W.R., GARDNER W.H. 1991. *Soil Physics*. John Wiley & Sons, Inc. pp. 134-137.
- KING J.J., FRANZMEIER D.P., 1981. *Morphology, hydrology and Management of Clermont soils*. Proc. Indiana Academy of Science. pp. 416-417.
- LARNEY F.J., KLADIVKO E.J., MONKE E.J. 1988. *Subsurface Drain Spacing Effects on Soil Moisture Regime of Clermont Silt Loam*. Transactions of the ASAE. vol 31. No. 4. American Society of Agricultural Engineers. St. Joseph, Michigan. pp. 1128-1129.
- MARCINEK J. 1992. *Parametryzacja srodowiska glebowego w aspekcie gospodarki wodnej gleb*. Problemy Agrofizyki, PAN. pp. 22-23.
- PHILIP J.R. 1987. *The Infiltration Joining Problem*. Water Resources Research. vol. 23. No. 12. p. 2239.
- WOJCIK A.R. 1993. *Statystyka matematyczna*. Wydawnictwo SGGW. p. 34.

Summary

Hydraulic Conductivity of a Layered Soil Profile Measured by Pondered Infiltration Technique. Hydraulic conductivity is one of the fundamental soil properties, that determines the rate of water movement in the soil profile. The hydraulic conductivity is a significant factor for the design of drainage systems. Each equation for calculation of the required drain spacing includes conductivity coefficients for each separate soil layer.

The objective of this experiment was to measure the hydraulic conductivity of the four main horizons of the Clermont silt loam soil, to provide data for an ongoing drainage and water quality experiment. Equipment used for this method included: 1.2 m by 1.2 m metal frame, 200 liter barrel, float valve, indicator tube and stop watch. The equipment maintained a constant head of water within the frame, and the volume of water infiltrated was determined by measuring the volume of water remaining in the supply barrel. Saturated hydraulic conductivity was estimated when infiltration rates reached a steady state, usually within two hours. The experiment was done at six depths (5, 25, 30, 75, 110, 150 cm) in four different places in the field. Measured field data were statistically fitted to the Philip infiltration equation, which was also used to estimate Ksat of each depth. Saturated hydraulic conductivity ranged from 30 mm/h in the surface horizon to about 1 mm/h in the fragipan at 150 cm depth. The results confirm the necessity for tile drainage on this soil, and data will be used for modeling of water and agrochemical flow to the drains.

Szejba Daniel

Department of Environmental Development & Land Improvement

Warsaw Agricultural University

Nowoursynowska 166

02-787 Warszawa

Kladivko E. J.

Willoughby G. L.

Agronomy Department, Purdue University

1150 Lilly Hall

West Lafayette, IN 47907, USA

OCENA STANU PODŁOŻA ORGANICZNEGO NA PODSTAWIE BADAŃ DYLATOMETRYCZNYCH

EVALUATION OF ORGANIC SUBSOIL CONDITIONS BASED ON DILATOMETER TEST

Zbigniew Lechowicz, Simon Rabarijoely

Katedra Geotechniki

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wstęp

Jednym ze sposobów wznoszenia nasypów na podłożu organicznym jest wzmocnienie podłoża przez wstępną konsolidację wywołaną etapową budową nasypu. Dla zaprojektowania posadowienia nasypu na podłożu organicznym konieczne jest wykonanie badań umożliwiających właściwe rozpoznanie początkowych warunków geotechnicznych oraz określenie parametrów gruntowych niezbędnych do prognozy osiadań i oceny stateczności (Hartlen, Wolski 1996). Charakterystyczne dla podłoży słabonośnych duże zróżnicowanie warunków gruntowych często zmusza do przeprowadzenia w okresie budowy i eksploatacji badań kontrolnych umożliwiających ocenę rzeczywistego efektu wzmocnienia.

Z punktu widzenia praktyki inżynierskiej, w celu ograniczenia konieczności wykorzystywania różnego rodzaju sprzętu, poszukuje się sposobów badania umożliwiających interpretację otrzymanych wyników w szerokim zakresie (Młynarek, Szymański 1993). Jednym z badań terenowych spełniających to wymaganie jest stosowany coraz częściej w praktyce krajowej dylatometr Marchetti'ego (Marchetti 1980; Marchetti, Crapps 1981). Główną zaletą badania dylatometrycznego jest szybki i mało skomplikowany pomiar, na podstawie którego określa się rozkład w profilu pionowym wielu parametrów mechanicznych gruntu. Interpretacja parametrów gruntowych opiera się jednak na wykorzystaniu zależności empirycznych wiążących wyniki pomiarów z wartością parametrów gruntowych. Występujące w tych zależnościach współczynniki wymagają często weryfikacji poprzez przeprowadzenie uzupełniających badań porównawczych (Lunne i inni 1989).

Artykuł dotyczy oceny stanu podłoża organicznego obciążanego nasypem przeprowadzonej na podstawie analizy wyników badań dylatometrycznych. Przedstawiono w nim sposób postępowania na przykładzie zapory czołowej zbiornika Nielisz zbudowanej w dwóch etapach z nasypami przeciążeniowymi.

W weryfikacji dotychczas stosowanej metodyki interpretacji badań dylatometrycznych, dokonanej pod kątem możliwości wyznaczenia parametrów mechanicznych gruntów organicznych wykorzystano wyniki badań z kilku obiektów doświadczalnych Katedry Geotechniki SGGW w Warszawie oraz ekspertyz wykonanych przez Geoteko - Projekty i Konsultacje Geotechniczne Sp. z o. o. Prezentowana w artykule analiza przeprowadzona została w ramach projektu badawczego KBN Nr 7 TO7E 01713 realizowanego w Katedrze Geotechniki SGGW w Warszawie.

Interpretacja badań dylatometrycznych

Końcówką pomiarową dylatometru Marchettiego jest płaska, stalowa łopatką wyposażona w elastyczną membranę. Badanie dylatometryczne polega na pomiarach ciśnienia gazu działającego na membranę wykonywanych na wybranych głębokościach podczas pogrążania łopatki dylatometru w podłoże gruntowe. Podczas badań możliwe jest wykonanie trzech pomiarów p_0 , p_1 i p_2 (Marchetti, Grapps 1981; Lutenegeger 1988). Pomiar p_0 odpowiada skorygowanej wartości ciśnienia gazu, otrzymanej w początkowej fazie ruchu membrany, prowadzącej do kontaktu z otaczającym gruntem. Drugi pomiar p_1 wskazuje skorygowaną wartość ciśnienia gazu uzyskaną przy dodatkowym wychyleniu środka membrany w kierunku gruntu o ok. 1 mm. Trzeci pomiar p_2 odpowiada skorygowanej wartości ciśnienia gazu po powrocie membrany do jej pozycji osiągniętej przy pomiarze p_0 .

Podane w literaturze zależności empiryczne, służące interpretacji badań dylatometrycznych, dotyczą głównie gruntów mineralnych (Marchetti 1980, Lutenegeger 1988, Lunne i inni 1989) przy małej liczbie danych dotyczących gruntów organicznych (Larsson 1989; Lechowicz, Rabarjoeły 1996, 1997). Analiza wyników badań terenowych i laboratoryjnych przeprowadzonych na obiektach doświadczalnych pozwoliła na opracowanie zależności umożliwiających interpretację badań dylatometrycznych pod kątem wyznaczenia wskaźników ścisłości oraz wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wybranych gruntów organicznych.

Badania laboratoryjne i terenowe przeprowadzone na obiektach doświadczalnych Katedry Geotechniki SGGW umożliwiły zaproponowanie nowych zależności rozszerzających metodykę interpretacji badań dylatometrycznych na wyznaczenie na ich podstawie wskaźników ścisłości C_c i C_r dla gruntów

organicznych. Analiza wyników badań przeprowadzona przez Lechowicza i Rabarijoely (1997) wskazuje, że zależność wskaźnika ścisłości w zakresie normalnej konsolidacji C_c od wskaźnika materiałowego I_D może być przedstawiona w postaci:

$$C_c = a \cdot (I_D)^m \quad (1)$$

Porównanie wyników badań dylatometrycznych z wartościami wskaźnika ścisłości C_c uzyskanymi z badań edometrycznych przeprowadzone przez Lechowicza i Rabarijoely (1997) wskazuje, na następujące wartości współczynników empirycznych dla namułu organicznego o zawartości części organicznych $I_{om} = 10 - 20 \%$ i $I_{om} = 20 - 30 \%$, które wynoszą $a = 0,6$ i $a = 0,9$ oraz $m = -0,15$.

Porównanie wyników badań dylatometrycznych z wartościami wskaźnika ścisłości w zakresie powtórnego obciążenia C_r przedstawione przez Lechowicza i Rabarijoely (1997) wskazuje na możliwość wyznaczenia tego wskaźnika na podstawie zależności stosunku C_c/C_r od wskaźnika naprężenia poziomego K_D w postaci:

$$\frac{C_c}{C_r} = b \cdot (K_D)^n \quad (2)$$

Wyniki analizy przeprowadzonej przez Lechowicza i Rabarijoely (1997) wskazują, że dla gruntów organicznych współczynniki empiryczne do zależności (2) wynoszą $b = 0,27$ i $n = 1,9$.

Dotychczasowe doświadczenia wskazują, że wytrzymałość na ścinanie gruntów słabych można wyznaczyć na podstawie zmodyfikowanej zależności Marchettiego w postaci (Lechowicz, Rabarijoely 1997):

$$\tau_{fu} = \sigma'_v \cdot S (0,5 K_D)^{1,25} \quad (3)$$

gdzie: σ'_v – składowa pozioma naprężenia efektywnego, $S = (\tau_{fu} / \sigma'_v)_{nc}$ – znormalizowana wytrzymałość na ścinanie dla gruntu normalnie skonsolidowanego.

Analiza przeprowadzona przez Roque i in. (1988) wskazuje, że wytrzymałość na ścinanie bez odpływu τ_{fu} gruntów spoistych z badań dylatometrycznych można wyznaczyć na podstawie następującej zależności:

$$\tau_{fu} = \frac{p_1 - \sigma_h}{N_c} \quad (4)$$

gdzie: p_1 – ciśnienie odpowiadającego drugiemu pomiarowi, N_c – współczynnik empiryczny, σ_h – pozioma składowa całkowitego naprężenia.

Należy podkreślić, że zmodyfikowana zależność Marchettiego poprawnie opisuje zmianę wytrzymałości na ścinanie bez odpływu tylko dla gruntów prekonsolidowanych. Natomiast wykorzystanie zależności Roque i in. umożliwia poprawne określenie wytrzymałości na ścinanie pod warunkiem wyznaczenia właściwej wartości współczynnika N_o , którego wartość zależy od rodzaju gruntu i stanu naprężenia.

Analiza wyników badań przeprowadzonych na obiektach doświadczalnych Katedry Geotechniki SGGW pozwoliła na zaproponowanie nieliniowej zależności umożliwiającej wyznaczenie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} w całym zakresie zmiany naprężenia w postaci:

$$\tau_{fu} = \alpha_o \cdot \sigma_v'^{\alpha_1} \cdot (p_o - \sigma_h)^{\alpha_2} \cdot (p_1 - p_o)^{\alpha_3} \quad (5)$$

gdzie: p_o , p_1 – ciśnienia odpowiadające pierwszemu i drugiemu pomiarowi dylatometrycznemu.

Wyniki analizy wskazują, że dla namulów organicznych współczynniki empiryczne do proponowanej zależności wynoszą: $\alpha_o = 1,1$, $\alpha_1 = 0,15$, $\alpha_2 = 0,45$, $\alpha_3 = 0,20$.

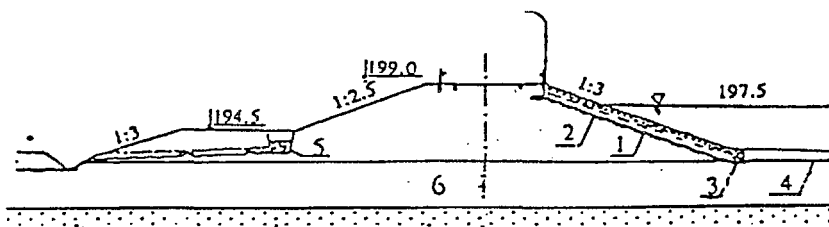
Charakterystyka obiektu Nielisz

Zbiornik wodny Nielisz wraz z zaporą czołową położony jest w Kotlinie Zamojskiej, w północnej części Wyżyny Lubelskiej. Budowa zapory czołowej polega na rozbudowie korpusu zapory nad istniejący nasyp grobli okresowo piętrzący wodę w okresie wezbrań wiosennych. Przekrój poprzeczny zapory czołowej Nielisz przedstawiono na rysunku 1.

Podłoże zapory czołowej tworzy kompleks utworów czwartorzędowych o zróżnicowanej miąższości i litologii, zalegający na wyerodowanej powierzchni margli i opoki kredowej. Warstwy słabonośne podłoża tworzą holocénskie namuły, lokalnie torfy oraz pyły i pyły piaszczyste w stanie miękkoplastycznym.

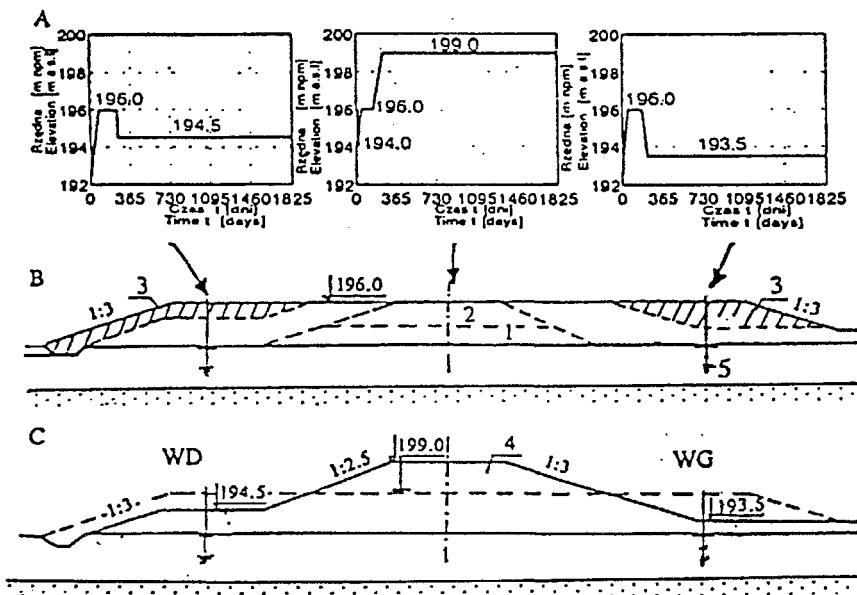
Typowy układ podłoża stanowi warstwa pyłu piaszczystego zalegającego na warstwie namułu organicznego (z przewarstwieniem pyłu) podścielonego warstwą piasku. Najsłabszą warstwę podłoża stanowią namuły organiczne o zawartości części organicznych $I_{om} = 10 - 20\%$ i $I_{om} = 21 - 30\%$, charakteryzujące się wilgotnością naturalną $w_n = 110 - 130\%$ i $w_n = 130 - 150\%$ przy gęstości objętościowej gruntu $\rho = 1,30 - 1,40 \text{ t/m}^3$ i $\rho = 1,25 - 1,30 \text{ t/m}^3$. Występujące grunty słabonośne są lekko prekonsolidowane o współczynniku prekonsolidacji $OCR = 2 - 3$. Miąższość słabonośnego podłoża wynosi od 3 do 5 m.

Ze względu na przyjęty 3-letni okres realizacji zapory i związaną z tym konieczność wczesnego rozpoczęcia uszczelnienia i ubezpieczenia skarp zapory oraz wykonania drenażu zapory zdecydowano się na 2-etapową budowę z zastosowaniem dodatkowych nasypów przeciążeniowych (rys. 2).



Rys. 1. Przekrój poprzeczny zapory Nielisz: 1 - ubezpieczenie narzutem kamiennym na włókninie, 2 - ekran z membrany na włókninie przykryty warstwą ochronną, 3 - gabion, 4 - fartuch z membrany przykryty warstwą ochronną, 5 - drenaż kamienny we włókninie, 6 - słabonośne podłoże.

Fig. 1. Dam embankment of Nielisz reservoir: 1 - riprap on the geotextile, 2 - sealing by the geomembrane on the geotextile covered by sand layer, 3 - stone toe, 4 - sealing by geomembrane covered by sand layer, 5 - stone toe drain surrounded by geotextile, 6 - soft subsoil.



Rys. 2. Zapora Nielisz realizowana w 2-etapach z przeciążeniem: A - harmonogram budowy; B - 1-szy etap z nasypami przeciążeniowymi, C - 2-gi etap; 1 - istniejący nasyp, 2 - rozebranie istniejącego nasypu, 3 - nasyp przeciążeniowy, 4 - podwyższenie korpusu do rzędnej 199,00, 5 - repery powierzchniowe i wgłębne.

Fig. 2. Nielisz dam embankment constructed in 2-stages with preloading: A - construction schedule; B - first stage with preloading fills; C - second stage; 1 - existing embankment, 2 - removal of existing embankment, 3 - preloading fill, 4 - increase of embankment crest up to final elevation 199,00 m, 5 - settlement gauges.

Zastosowane nasypy przeciążeniowe miały na celu wcześniejsze osiągnięcie końcowych wartości osiadań słabonośnego podłoża w rejonie drenażu zapory od wody dolnej oraz dolnej części ubezpieczenia skarpy od wody górnej.

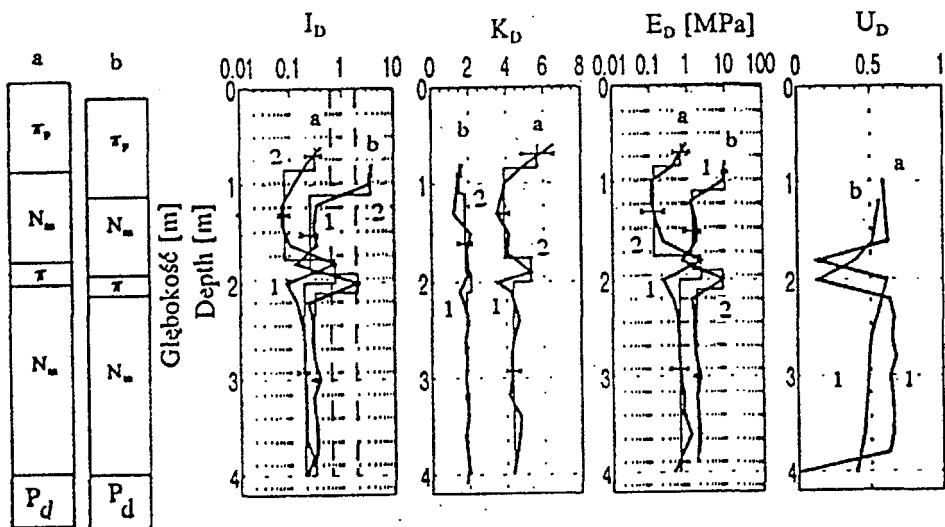
Badania dylatometryczne w ocenie stanu podłoża organicznego zapory Nielisz

Badania dylatometryczne słabonośnego podłoża na obiekcie Nielisz przeprowadzono w ramach rozpoznania początkowych warunkach geotechnicznych oraz ich zmiany podczas konsolidacyjnego wzmocnienia. Analiza wyników badań dylatometrycznych umożliwiła ocenę stanu podłoża organicznego zapory Nielisz pod kątem wyznaczenia wskaźników ścisłości oraz wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu.

Przykładowe wyniki badań dylatometrycznych uzyskane w profilu badawczym od wody górnej w hm 4+50 przed obciążeniem i pod koniec I etapu (5,5 miesiąca od rozpoczęcia budowy) przedstawione w postaci profili pomierzonych wartości oraz wartości średnich wraz z odchyleniem standardowym dylatometrycznych wskaźników gruntu: wskaźnika materiałowego I_D , wskaźnika naprężenia poziomego K_D i modułu dylatometrycznego E_D oraz wskaźnika ciśnienia wody w porach U_D pokazano na rysunku 3.

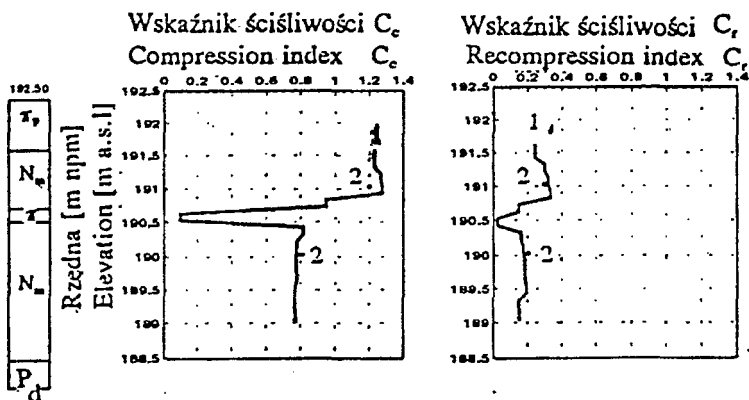
Wartości wskaźników dylatometrycznych uzyskanych w profilach badawczych wykonanych poza strefą obciążoną z wartościami otrzymanymi w profilach wykonanych pod nasypem wykazują istotne zmiany wywołane procesem konsolidacji (rys. 3). Zwiększenie naprężenia efektywnego ponad początkową wartość naprężenia prekonsolidacji spowodowało zmniejszenie wskaźnika naprężenia poziomego K_D i zwiększenie wskaźnika materiałowego I_D . W wyniku konsolidacji podłoża organicznego moduł dylatometryczny E_D uległ kilku krotnemu zwiększeniu. Profile wskaźników ścisłości C_e i C_r uzyskane z badań dylatometrycznych w profilu badawczym w hm 4+50 przedstawione na rysunku 4. Porównanie wartości wskaźników ścisłości C_e i C_r uzyskanych z badań edometrycznych z wartościami wyznaczonymi z badań dylatometrycznych wskazuje na dobrą zgodność wyników.

Wartości wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu uzyskane z badań w profilu badawczym w hm 4+50 przed obciążeniem i pod koniec I etapu przedstawiono na rysunku 5. Wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskane z badań połową sondą krzyżakową zostały skorygowane. W przypadku namułu organicznego dla pomierzonych wartości wytrzymałości na ścinanie zastosowano współczynnik poprawkowy $\mu = 0,6$ określony zgodnie z metodyką podaną przez Larssona i in. (1994). Porównanie wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskanych z badań dylatometrycznych na podstawie zaproponowanej metody interpretacji z wartościami otrzymanych z badań połową sondą krzyżakową i badań trójosiowych wskazuje na dobrą zgodność wyników.



Rys. 3. Profile wskaźników I_D , K_D , E_D i U_D uzyskanych z badań dylatometrycznych: a - przed obciążeniem, b - pod koniec 1-go etapu; 1 - wartości pomierzone, 2 - wartości średnie $\pm$ odchylenie standardowe; π_p - pył piaszczysty, N_m - namuł organiczny, π - pył, P_d - piasek drobny.

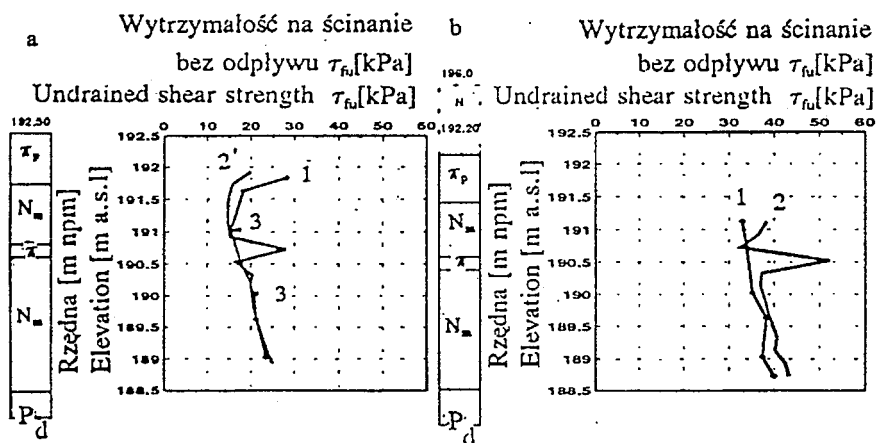
Fig. 3. Index parameters I_D , K_D , E_D and U_D profiles from dilatometer test: a - before construction, b - at the end of first stage; 1 - measured values, 2 - average values $\pm$ standard deviation; π_p - sandy silt, N_m - organic mud, π - silt, P_d - fine sand.



Rys. 4. Porównanie wskaźników ścisłości C_r i C_c uzyskanych z: 1 - badań dylatometrycznych, C_c - wg wzoru (1), C_r - wg wzoru (2); 2 - badań edometrycznych.

Fig. 4. Indexes C_r and C_c obtained from: 1 - dilatometer test, C_c - acc. eq. (1), C_r - acc. eq. (2); 2 - oedometer test.

Porównując wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskane przed obciążeniem z wartościami otrzymanymi po 5,5 miesiącach trwania procesu konsolidacji widoczne jest istotne wzmocnienie słabonośnych warstw podłoża. Średnie wartości wytrzymałości na ścinanie górnej warstwy namułu organicznego mieszczą się w przedziale 15-20 kPa, natomiast w dolnej warstwie 20-25 kPa. Otrzymane wyniki wykazują, że dzięki konsolidacyjnemu wzmocnieniu wytrzymałość na ścinanie tych warstw przekroczyła 30 kPa.



Rys. 5. Porównanie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} uzyskanej: a – przed obciążeniem, b – pod koniec 1-go etapu; 1 – wartości skorygowane z badań sondą krzyżakową, 2 – z badań dylatometrycznych wg wzoru (5), 3 – z badań trójosiowych CK_0U

Fig. 5. Profiles of undrained shear strength $\hat{\sigma}_{fu}$: a – before construction, b – at the end of first stage; 1 – corrected values from field vane shear test, 2 - dilatometer test acc. eq. (5), 3 - CK_0U triaxial tests.

Podsumowanie

Badania dylatometryczne przeprowadzone w warunkach etapowej budowy zapory czołowej zbiornika Nielisz wykazały dużą przydatność dylatometru Marchettiego w ocenie stanu podłoża organicznego obciążonego nasypem. Porównanie wyników badań laboratoryjnych i terenowych pozwoliło na zaproponowanie nowej zależności (5) służącej wyznaczeniu wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu}

prekonsolidowanych i normalnie konsolidowanych gruntów organicznych. Analiza uzyskanych wyników umożliwiła na określenie wartości współczynników empirycznych dla zaproponowanej zależności dla namułu organicznego. Porównanie obliczonych wartości wskaźników ścisłości C_r i C_e oraz wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} z badań dylatometrycznych wyznaczonych na podstawie wykorzystanych zależności z wartościami uzyskanymi z innych badań wskazuje na dobrą zgodność wyników.

Literatura

- [1] HARTLEN J., WOLSKI W. 1996. *Embankments on organic soils*. Amsterdam, Elsevier.
- [2] LARSSON R. 1989. *DilatometerFörsök för bedömning av jordlagerföljd och egenskaper i jord*. Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Information No. 10.
- [3] LARSSON R., BERGDAHL U., ERIKSSON L. 1984. *Evaluation of shear strength in cohesive soils with special reference to Swedish practice and experience*. Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- [4] LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S. 1996. Zbiornik Nielisz - badania wzmocnienia słabego podłoża. Przegl. Nauk. SGGW, 12: 33-44.
- [5] LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S. 1997. Wyznaczenie wskaźników ścisłości gruntów organicznych na podstawie badań dylatometrycznych, Roczn. AR Pozn. CCXCIV, Melior. Inż. Środ. 19, cz. 2: 79-86.
- [6] LECHOWICZ Z., RABARIJOELY S. 1997. Use of dilatometer test in evaluation of organic subsoil strengthening. Conf. on Recent Advances in Soft Soil Engineering, Malaysia, Kuching: 185-196.
- [7] LUNNE T., LACASSE S., RAD N.S. 1989. *SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing*. General Report, Proc. XII int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, 4: 2339-2403.
- [8] LUTENEGGER A. 1988. *Current status of the Marchetti dilatometer test*. Proc. Int. Sym. On penetration testing ISOPT-1. Orlando, 1: 137-155.
- [9] MARCHETTI S. 1980. *In situ tests by flat dilatometer*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106, GT3: 299-321.
- [10] MARCHETTI S., CRAPPS D. 1981. *Flat dilatometer manual*, Internal report of GPE.
- [11] MŁYNAREK Z., SZYMAŃSKI A. 1993. *Badania in situ i ich wykorzystanie w projektowaniu*. Referat generalny. Mat. X Kraj. Konf. Mech. Grunt. i Fund., Warszawa.
- [12] ROQUE R., JANBU N., SENNESET K. 1988. *Basic interpretation procedures of flat dilatometer tests*. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, 1: 577-587.

Summary

Evaluation of organic subsoil conditions based on dilatometer test. In the paper a problem of the evaluation of organic subsoil conditions under embankment constructed by stages on soft organic subsoil is discussed. Paper presents the change in subsoil conditions during staged construction of the main dam embankment of Nielisz reservoir. The results of dilatometer tests performed for 2-staged embankment with preloading on soft subsoil, consists of mud and organic mud layers are presented. Results of dilatometer tests were compared with the field measurements and laboratory test results. From an analysis of the results new formula to evaluate the undrained shear strength $\hat{\sigma}_{fu}$ of organic soils from the dilatometer test is proposed. Based on used formulae the profiles of compression indexes C_r and C_c as well as undrained shear strength $\hat{\sigma}_{fu}$ were evaluated. Analysis of test results indicates the usefulness of dilatometer test in the evaluation of change in organic subsoil conditions caused by embankment loading.

Zbigniew Lechowicz

Katedra Geotechniki

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

ul. Nowoursynowska 166

02-787 Warszawa

WYKORZYSTANIE GRUNTÓW SPOISTYCH DO BUDOWY DRÓG ROLNICZYCH

THE USE OF COHESIVE SOIL AS A PAVEMENT IN RURAL ROAD

Artur Osiński, Grzegorz Półtorak

Katedra Geotechniki

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW w Warszawie

Wstęp

Drogi rolnicze są to drogi służące do komunikacji wewnątrz gospodarstwa jak i również stanowią połączenia komunikacyjne gospodarstw z siecią dróg lokalnych [Praca zbiorowa 1986]. Przeważającą część tych dróg posiada nawierzchnię gruntową nie ulepszaną. Postęp techniczny w rolnictwie spowodował znaczny przyrost obciążenia jak i wzrost prędkości transportu rolniczego. W okresach zwiększonej wilgotności największą odkształcalność i najmniejszą nośność wykazują drogi gruntowe na podłożu z gruntów spoistych [Rolla 1979]. Tradycyjne metody zwiększania nośności na tych gruntach oparte są na doziarnieniu materiału miejscowego co powoduje konieczność transportu znacznych ilości materiału gruboziarnistego. Konieczne więc stało się poszukiwanie metod zwiększających nośność gruntów spoistych w warunkach zwiększonej wilgotności [Tulman 1979]. Jedną z metod jest stosowanie stabilizacji chemicznej gruntu stanowiącego konstrukcje drogowe.

Artykuł zawiera wyniki badań wzrostu wytrzymałości na ścinanie gliny piaszczystej związanej w zależności od stężenia stabilizatora chemicznego Roadbond SPP produkowanego przez firmę Tradefin w Johannesburgu w warunkach wysokiej wilgotności.

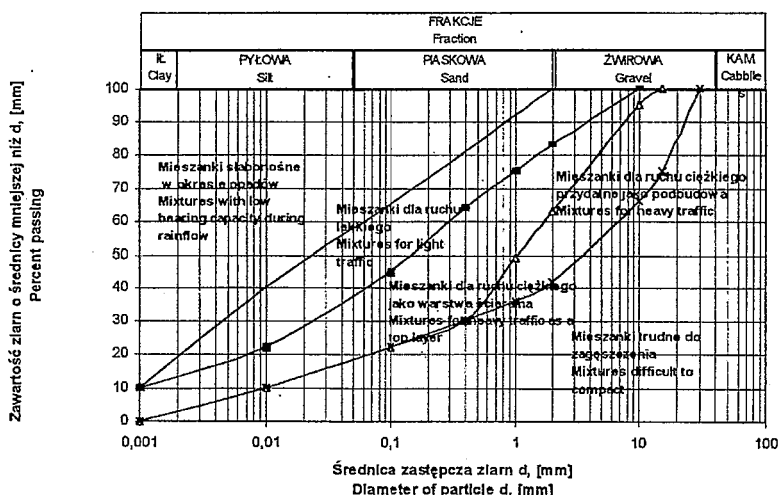
Przegląd metod zwiększania nośności gruntów

Najprostszym i najtańszym sposobem budowy nawierzchni gruntowych jest formowanie ich z rodzimego nie ulepszanego gruntu podłoża, przy niewielkim sezonowym obciążeniu drogi nawierzchnię gruntową wzmacniają także korzenie traw i ziół porastające drogę. Przy formowaniu drogi należy szczególną uwagę zwrócić na profil poprzeczny drogi, jest on zależny od warunków wodno -

gruntowych jak i rodzaju materiału rodzimego stosowanego do budowy korpusu drogi gruntowej [Kaliński 1993].

Jeżeli profilowanie drogi nie daje zadowalającego wyniku a nawierzchnia z gruntu rodzimego jest błotnista lub w okresie deszczów grząska i pyłaca w okresie suszy, to jedną z metod poprawy tego stanu jest stabilizacja gruntu [Jaworski 1979].

Najczęściej stosowanym sposobem stabilizacji gruntu jest uzupełnianie brakujących w nim składników granulometrycznych przez zmieszanie z innym odpowiednim gruntem. Powstaje w ten sposób mieszanka dwu (lub trzech) różnorodnych gruntów [Wiłun 1967]. Spełnia ona określone warunki zarówno co do składu granulometrycznego jak i wielkości granic konsystencji. Wykonana według tych zasad mieszanka nazywa się mieszanką optymalną. Jeżeli mieszanka ta zawiera mniej niż 35% cząstek mniejszych niż 0.05 to nie wykazuje właściwości pęczniejących. Przydatność poszczególnych mieszanek optymalnych do budowy dróg przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Grunty stosowane do budowy dróg rolniczych.

Fig. 1. Soils used for rural roads pavements.

Wymagane parametry gruntu stabilizowanego Roadbond SPP

Preparat chemiczny Roadbond SPP przeznaczony jest do stabilizacji gruntów spoiстых stosowanych jako podbudowy i nawierzchnie dróg rolniczych. Grunt do stabilizacji chemicznej środkiem Roadbond SPP powinien charakteryzować następującymi właściwościami:

- wskaźnik plastyczności I_p od 6% do 20%,
- zawartość frakcji drobnych ($\phi < 0,071$ mm) od 15% do 55%,
- zawartość części ilastych od 5% do 30%

Stabilizację wykonuje się poprzez rozprowadzenie preparatu Roadbond SPP na spulchnioną powierzchnię drogi gruntowej. Preparat rozprowadzany jest wraz z wodą w ilości potrzebnej do uzyskania wilgotności optymalnej. Następnie należy grunt wymieszać i uformować powierzchnię drogi po czym zagęścić. Przy wykonywaniu formowania drogi należy szczególną uwagę zwrócić na właściwy profil drogi.

Opis materiału badawczego

Celem określenia przydatności preparatu Roadbond do stabilizacji gruntów spoistych oraz efektu stabilizacji przeprowadzono w Katedrze Geotechniki SGGW badania laboratoryjne na próbkach gliny piaszczystej zwięzłej.

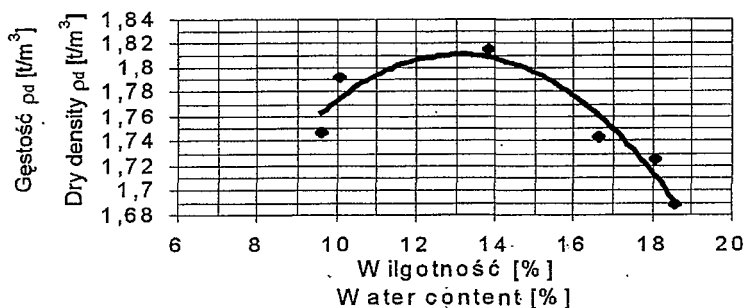
Grunt do badań pobrano z istniejącej drogi rolniczej o nawierzchni gruntowej znajdującej się w miejscowości Wierzbica woj. stołeczne Badanie składu granulometrycznego przeprowadzono stosując analizę sitową i aerometryczną wg Pn-86/B-02480. Przeprowadzone badania wykazały, że grunt ten jest gliną piaszczystą zwięzłą, o zawartości frakcji charakteryzujących przydatność gruntu do stabilizacji preparatem Roadbond SPP przedstawionej tabeli 1.

Granice płynności wyznaczono na aparacie Casagrande'a i wynosi ona $w_l = 29,5 \%$, granicę plastyczności wyznaczono przez waleczkowanie i wyniosła ona $w_p = 9,87 \%$, w związku z powyższym wskaźnik plastyczności wynosi $I_p = 19,63 \%$. w celu oznaczenia wilgotności optymalnej i gęstości objętościowej szkieletu gruntowego przeprowadzono badanie metodą Proctora (rysunek 2).

Tabela 1 Zawartość poszczególnych frakcji dla badanego gruntu.

Table 1 Contents of several fraction for tested soil.

Średnica frakcji [mm] Diameter of particle [mm]	Zawartość [%] Percent passing [%]
$\phi > 20$	0
$0,071 < \phi < 20$	70
$\phi < 0,071$	30



Rys. 2. Krzywa zagęszczenia gruntu spoistego z Wierzbicy uzyskana w badaniu Proctora.

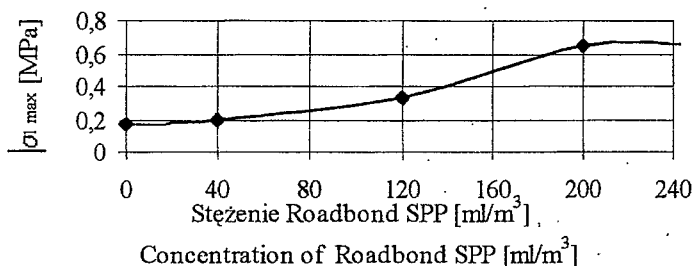
Fig 2. Standard Proctor comaction curve for cohesive soil from Wierzbica site.

Wyniki badań

Celem badań było określenie wpływu środka chemicznego Roadbond SPP na zmianę wytrzymałość gruntu spoistego. Badania przeprowadzono w laboratorium Katedry Geotechniki SGGW w Warszawie.

Grunt do badań został wysuszony a następnie traktowany wodą destylowaną z preparatem Roadbond SPP w ilości 0, 40, 80, 120, 160, 200 ml/m³ gruntu suchego. Po uzyskaniu wilgotności optymalnej grunt był zagęszczany zgonie z metodą Proctora. Z tak przygotowanego do badań gruntu wycinano próbki o wysokości 80mm i średnicy 37,5mm. Przygotowane próbki cechowały się następującymi parametrami: $I_s = 0,94$, $w = 14,0\%$, $\rho = 1,94$ [t/m³], $\rho_{ds} = 1,81$ [t/m³], $\rho_d = 1,70$ [t/m³]. Przygotowanie próbki były umieszczane w eksykatorze na okres 7 dni bez dostępu czynników zewnętrznych. W celu zapewnienia optymalnych warunków wiązania chemicznego utrzymywano stałą wilgotność

Badania jednoosiowego ściskania wykazały przy wytrzymałości na ścinanie gliny piaszczystej związanej od 0.1 MPa dla gruntu nie wzmocnianego preparatem Roadbond SPP do około 0.3 MPa dla gruntu wzmocnionego. Zależność wytrzymałości na ścinanie od zastosowanego stężenia preparatem Roadbond SPP przedstawia wykres (rys. 3).



Rys. 3. Zależność wytrzymałości na ścinanie przy jednoosiowym ściskaniu od stężenia Roadbond SPP.

Fig. 3. Relationship between unconfined compressive strength and Roadbond SPP content.

Podsumowanie

Badania przeprowadzone w laboratorium wykazały skuteczność preparatu Roadbond SPP w stosowaniu go do stabilizacji gliny piaszczystej zwięzłej. Wyniki ściskania jednoosiowego wskazują, że następuje przyrost wytrzymałości gruntu z 0.2 MPa do 0.6 MPa jako wynik chemicznego wiązania minerałów ilastych. Zwiększanie stężenia środka Roadbond SPP powyżej 200 ml/m³ nie wpływa znacząco na wzrost jego wytrzymałości na ścinanie. Zatem optymalne stężenie jest 200 ml/m³.

Wyniki badań potwierdzają celowość stabilizacji chemicznej gliny piaszczystej zwięzłej do poprawy jej nośności.

Literatura

- [1] J. JAWORSKI „Drogi Gruntowe” Instytut Badawczy dróg i Mostów, Warszawa 1979
- [2] M. KALABIŃSKA, J. PIŁAT, „Technologia materiałów i nawierzchni drogowych”, Oficyna wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993 r.
- [3] E. TULMAN, „Technologia materiałów drogowych”, Wydawnictwo komunikacji i Łączności, Warszawa, 1979 r.
- [4] S. ROLLA, „Badanie materiałów i nawierzchni drogowych”, Wydawnictwo komunikacji i Łączności, Warszawa, 1979 r.
- [5] Z. WILUN, „Mechanika gruntów i gruntoznawstwo drogowe”, Wydawnictwo komunikacji i Łączności, Warszawa, 1967 r.

- [6] Praca zbiorowa, „Projektowanie i elementy budowy dróg rolniczych i wiejskich”,
Instytut Budownictwa, Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa, Instytut Badań
Dróg i Mostów, Warszawa 1986 r.

Summary

The use of cohesive soil as a pavement in rural road. The paper presents an analysis of the results of Roadbond SPP application for cohesive soil stabilisation in rural road pavement. Compaction tests carried out on sandy clay indicated that the maximum dry density and optimum moisture content equal to ($D = 1,81 \text{ t/m}^3$, and $w_{opt} = 13 \%$). Tests were performed for sandy clay with five different content of chemical stabilisator Roadbond SPP. Obtained test results indicate that the unconfined compression strength of treated soil increases three times when Roadbond content is reached 200ml/m³.

Artur Osiński, Grzegorz Półtorak

Katedra Geotechniki

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

ul. Nowoursynowska 166,

02-787 Warszawa

OCENA PRZEPUSZCZALNOŚCI GRUNTÓW SPOISTYCH NA PODSTAWIE BADAŃ IN SITU

ESTIMATION OF PERMEABILITY CHARACTERISTICS IN COHESIVE SOILS ON THE BASIC OF IN SITU TESTS

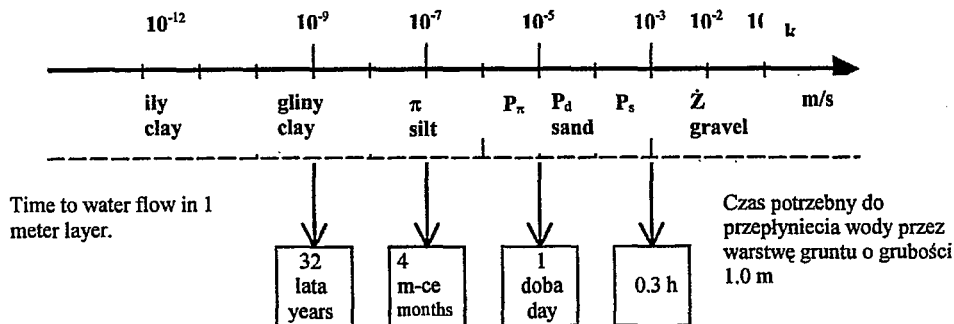
Mariusz Sobolewski, Alojzy Szymański

Katedra Geotechniki

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego

Wstęp

Grunt jako ośrodek porowaty posiada zdolność przewodzenia wody wolnej, która jest definiowana jako przepuszczalność hydrauliczna lub wodoprzepuszczalność. W zależności od składu granulometrycznego grunt jest ośrodkiem dobrze przepuszczalnym dla wody (grunty niespoiste) lub słabo przepuszczalnym (grunty spoiste). Zróżnicowanie budowy poszczególnych gruntów powoduje, że ich przepuszczalność jest zróżnicowana (rys. 1)



Rys. 1. Charakterystyka przepuszczalności ośrodka dla poszczególnych rodzajów gruntu.

Fig. 1. Permeability characteristic for different kind of soils.

Pokazana na rysunku 1 charakterystyka przepływu wody w gruncie wskazuje, że wprowadzanie granicy pomiędzy gruntami przepuszczalnymi i nieprzepuszczalnymi jest umowne. Przy konstrukcji rysunku wykorzystano klasyfikację gruntów w zależności od wartości współczynnika filtracji k , zaproponowaną przez Terzagiego i Pecka (1967), oraz cytowaną między innymi przez Lambe'a i Whitmana (1988).

Przepuszczalność gruntów i ich właściwości filtracyjne mają podstawowe znaczenie przy geotechnicznej i hydrogeologicznej ocenie terenu dla potrzeb lokalizacji inwestycji mających wpływ na środowisko (Öberg 1995). W zagadnieniach geotechnicznych wielokrotnie określają one współpracę układu obiekt inżynierski a podłoże budowlane. Miarą przepuszczalności hydraulicznej gruntów jest współczynnik filtracji, którego wartość liczbową zależy od uziarnienia i porowatości gruntu oraz stopnia zmineralizowania i temperatury wody.

Wzrost zainteresowania parametrami przepuszczalności gruntów słabo przepuszczalnych związany jest z koniecznością prowadzenia obserwacji położenia zwierciadła wód podziemnych i stanu ich zanieczyszczenia w terenach lokalizacji inwestycji wpływających na stan środowiska terenów przyległych np. składowiska odpadów, stacje paliw itp. W warunkach naturalnych ocena przepuszczalności hydraulicznej (identyfikacja wartości współczynnika filtracji) jest wymuszona koniecznością określenia strefy i głębokości transferu a także określenia kontaktu pomiędzy poziomami wodonośnymi. Proces przemieszczania się zanieczyszczeń w wodach podziemnych przebiega bowiem zgodnie z kierunkiem przepływu strumienia, a prędkość przemieszczania się wód skażonych jest zależna od prędkości filtracji (Kaczyński i inni 1997, Krogulec 1992).

W artykule przedstawiono wyniki terenowych badań parametrów przepływu wykonane z zastosowaniem nowoczesnej sondy BAT oraz wyniki badań laboratoryjnych na próbkach o nienaruszonej strukturze NNS. Na wybranych poligonach doświadczalnych zlokalizowanych w rejonie Warszawy wykonano serię badań terenowych uzupełnionych badaniami w laboratorium na próbkach pobranych z głębokości odpowiadających badaniom sondy BAT. Porównanie uzyskanych w terenie wyników z wynikami badań laboratoryjnych pozwoliło na przeprowadzenie weryfikacji przyjmowanych dotychczas parametrów oraz podanie praktycznych zaleceń do metodyki badań współczynnika filtracji k sondą BAT.

Charakterystyka warunków geotechnicznych podłoża na poligonie badawczym

Terenowe badania przepuszczalności gruntów spoistych przeprowadzono na poligonie badawczym Stegny zlokalizowanym w Warszawie przy ulicy Warneńskiej. Warunki geologiczne podłoża w rejonie Warszawy są zróżnicowane. Najczęściej występują tu grunty pochodzenia lodowcowego, zwykle o zaburzonym

układzie warstw i przeważnie silnie prekonsolidowane. Tworzą je gliny w stanie twardoplastycznym do zwartego oraz piaski i żwiry zagęszczone. Prekonsolidowane ropy, występujące pod warstwami lodowcowymi, są gruntami wrażliwymi i zwykle pęczniejącymi. Jednorodne ropy pliczeńskie są słabo przepuszczalne i nie ulegają łatwo zawilgoceniu, zwłaszcza w złożu. Ropy te mogą być spękanie, co powoduje zmniejszenie wytrzymałości gruntu w masywie w stosunku do określonej na nienaruszonych próbkach, a także ułatwia przepływ wody gruntowej. Podłoże poligonu badawczego Stegny zbudowane jest z utworów czwartorzędowych, wykształconych w postaci zagęszczonych piasków podścielonych od głębokości 7 m utworami trzeciorzędowymi (rys. 2). Pokłady pliczenu stanowią ropy i ropy pylaste dochodzące do 146 m.p.p.t.

Badania przepuszczalności systemem BAT wykonano w ropy pliczeńskich na głębokościach 6.25 m, 7.20 m oraz 8.25 m.

Głębokość h [m]	0.4	Nasyp
Depth h [m]	2.8	Piasek drobny
	3.0	Piasek średni
		▽
	4.3	Piasek gruby
		II szary
	5.0	II pstry
		Δ BAT 6.25
		Δ BAT 7.2
		Δ BAT 8.25

Rys. 2. Przekrój geotechniczny podłoża na poligonie badawczym Stegny

Fig. 2. Geotechnical cross-section at Stegny site.

Zakres wykonanych badań

Obecnie stosowane metody określania współczynników filtracji można podzielić na następujące grupy:

1. ze zmiennym gradientem, na podstawie zaobserwowanej w czasie wielkości obniżenia poziomu wody w rurce piezometrycznej,
2. ze stałym ciśnieniem wody z równania wydatku,
3. z konsolidacją próbki w oparciu o prawo konsolidacji filtracyjnej Terzagiego.

Zastosowany do pomiaru przepuszczalności gruntów system monitoringu wód podziemnych BAT jako piezometr zamknięty po raz pierwszy został wprowadzony

do badań w Szwecji i swoją nazwę wywodzi od nazwiska twórcy (B-A. Torstenssona 1984). Sonda BAT umożliwia przeprowadzanie szerokiego zakresu badań obejmujących monitoring jakości wód podziemnych oraz terenową ocenę wartości współczynnika filtracji k_b w kierunku poziomym (w strefie pełnego i niepełnego nasycenia gruntu) przy zmiennym gradiencie.

Biorąc pod uwagę ograniczenia badań *in situ* i badań laboratoryjnych prowadzono je łącznie traktując uzyskane wyniki jako wzajemnie uzupełniające się. Stąd też przeprowadzone badania geotechniczne obejmowały:

- a) wiercenia połączone z pobieraniem próbek NNS do badań laboratoryjnych,
- b) pomiary sondą BAT ciśnienia porowego w strefie aeracji i saturacji,
- c) pomiary wartości współczynników filtracji k_b ,
- d) określenie głębokości zalegania zwierciadła wody gruntowej,
- e) pomiary wartości ciśnienia wywołującego przebicie hydrauliczne,
- f) laboratoryjne badania współczynnika filtracji gruntu pobranego z odpowiednich głębokości

Porównanie uzyskanych w terenie wyników badań terenowych z wynikami badań laboratoryjnych pozwoliło na przeprowadzenie weryfikacji przyjmowanych dotychczas wartości współczynnika filtracji k dla ilów płoceńskich oraz dostosowanie metodyki badań *in situ* systemem BAT do badań przepuszczalności silnie prekonsolidowanych gruntów spoistych występujących w rejonie Warszawy.

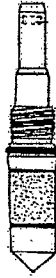
Budowa aparatu i sposób przeprowadzenia badań sondą BAT

Zasadniczą częścią sondy BAT jest zainstalowana w gruncie stożkowa końcówka zawierająca porowaty filtr, który w trakcie badania znajduje się w bezpośrednim kontakcie z gruntem (rys 3). Kończówka filtrująca zagłębianą jest bezpośrednio w podłoże od powierzchni terenu lub instalowana w dnie otworu wiertniczego. Jego konstrukcja, odpowiedni filtr oraz zakończona gumową uszczelką dysza pozwalają na przeprowadzenie badań przepuszczalności gruntu. W celu umieszczenia piezometru BAT w gruncie na żądanej głębokości przytwierdza się go do odpowiedniego zestawu żerdzi o długości 1 m łączonych ze sobą gwintem. Wewnątrz układu żerdzi wprowadza się i opuszcza zestaw pomiarowy BAT połączony z cyfrowym czynnikiem ciśnienia. Zestaw pomiarowy jest to odpowiednio wykonany system membran i igieł wraz z szklanym zbiornikiem oraz z przetwornikiem ciśnienia stanowiący jednostkę pomiarową. W zależności od wykonywanego badania stosuje się różną konfigurację jednostki pomiarowej.

Pierwszym etapem badań jest określenie wartości ciśnienia porowego na danej głębokości w podłożu. Pomiar ciśnienia wody w porach przeprowadza się poprzez opuszczenie wewnątrz rur instalacyjnych końcówki zestawu pomiarowego do końcówki piezometrycznej. Igła penetruje umieszczoną w końcówce zestawu pomiarowego uszczelkę gumową piezometru łącząc go z elektrycznym przetwornikiem ciśnienia a cyfrowy czynniki ciśnienia rejestruje wartość ciśnienia wody w porach. Wielkość u_0 otrzymuje się z zależności:

$$u_0 = (A + B - C) + 0.2 \quad (1)$$

gdzie: A – odczyt na stożku, B – odczyt zerowy, C – poziom odniesienia,
0.2 – poprawka ze względu na poziom wody w stożku.



Rys. 3. Piezometr BAT

Fig. 3. The BAT piezometer

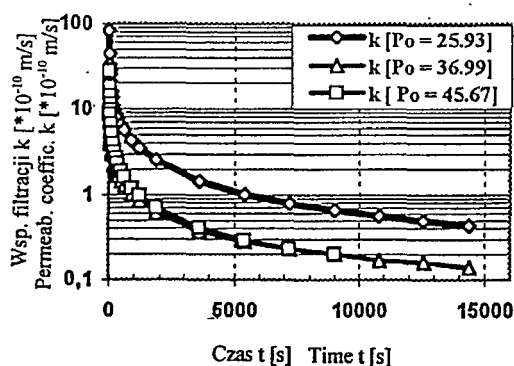
Kolejnym etapem pomiaru jest badanie wartości współczynnika filtracji. Badanie to polega na połączeniu końcówki zestawu pomiarowego zawierającej szklany pojemnik, w którym przed badaniem wytwarzane jest nadciśnienie (ciśnienie wyższe od pomierzonego ciśnienia porowego) z przetwornikiem ciśnienia, a następnie pomiarze zmian ciśnienia wewnątrz układu. Zmiany tego ciśnienia w trakcie badania, zależne od przepuszczalności hydraulicznej ośrodka gruntowego w którym zainstalowany jest piezometr są rejestrowane i służą do obliczenia wartości współczynnika filtracji. Pomiaru dokonuje się po wyrównaniu temperatury zestawu pomiarowego z temperaturą w otworze. Wykorzystując wzór oparty na teorii Hvorsleva (1956) oraz zależność pomiędzy ciśnieniem panującym w szklanym zbiorniku a jego objętością (prawo Boyla–Mariotte’a, Bengtsson) (Torstensson B.A. 1984) oblicza się wartość współczynnika filtracji w kierunku poziomym ze wzoru:

$$k_h = \frac{P_0 * V_0}{F * t} \left[\frac{1}{u_0 * P_0} - \frac{1}{u_0 * P_t} + \frac{1}{u_0^2} \ln \left(\frac{P_0 * u_0}{P_0} * \frac{P_t}{P_t - u_0} \right) \right] \quad (2)$$

gdzie: P_0 – początkowe ciśnienie w zbiorniku, P_t – ciśnienie w zbiorniku po czasie t
 u_0 – ciśnienie porowe, t – czas, V_0 – objętość gazu w zestawie pomiarowym,
 F – współczynnik przepływu – stała filtru piezometru,

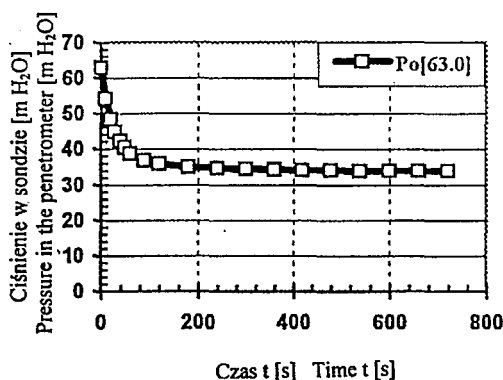
Zaobserwowane wielkości ciśnień wewnątrz pojemnika szklanego zmniejszające się w czasie (w poszczególnych krokach czasowych), pozwalają na określenie zmieniającego się ciśnienia P_t od czasu t . Na podstawie tej zależności określa się zmienność wartości k_h od czasu t (rys.4).

Podczas badań polowych przepuszczalności gruntów mogą wystąpić pęknięcia hydrauliczne. Zjawisko te powstaje w wyniku nadmiernego ciśnienia wody w odniesieniu do naprężeń panujących w gruncie i prowadzi często do błędnych wyników i nieprawidłowej oceny przepuszczalności. Przy badaniu tego zjawiska stosuje się taką samą konfigurację zestawu pomiarowego jak przy badaniu współczynnika filtracji. Różnica w przeprowadzeniu badania polega na tym, że przy badaniu przebiecia hydraulicznego w układzie wytwarza się ciśnienie kilkakrotnie wyższe od porowego u_0 oraz przewyższające spodziewaną wielkość mniejszego naprężenia głównego. Wysokie ciśnienie P_0 powoduje, że wokół filtru piezometru powstają szczeliny i pęknięcia przez które przepływa woda. Wyniki badań przebiecia hydraulicznego przedstawiono na rys. 5.



Rys. 4. Wyniki badań współczynnika k w iłach pliczeńskich (gł. 8.25 m)

Fig. 4. Results of permeability tests performed in plicene clay (depth 8.25m)



Rys. 5. Wyniki badań przebiecia hydraulicznego w iłach pliczeńskich (gł. 6.25 m)

Fig. 5. Results of piping test in plicene clay (depth 6.25 m)

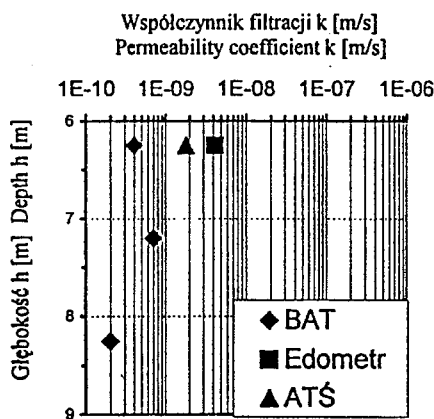
Analiza wyników badań

W celu przeprowadzenia kompleksowych badań parametrów przepuszczalności iłów pliczeńskich wytypowano poletko doświadczalne Stegny na którym wykonano pomiary na głębokościach 6.25 m, 7.20 m oraz 8.25 m. Uzyskane

wyniki badań terenowych porównano z wielkościami uzyskanymi na próbkach z laboratorium.

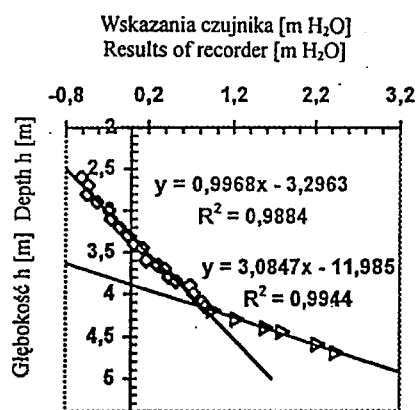
Analiza wyników badań terenowych i laboratoryjnych gruntów występujących na poligonie Stegny wskazuje, że iły plicieńskie charakteryzują się współczynnikiem filtracji w kierunku poziomym w zakresie $0.2 \times 10^{-10} \div 6.6 \times 10^{-10}$ m/s z tendencją malejących wartości wraz z głębokością (rys. 6).

Analiza wyników badań wykonanych w terenie oraz w edometrze i aparacie trójosiowego ściskania (ATŚ) wskazuje na dobrą zgodność wyników. Sonda pomiarowa BAT pozwala na identyfikację wartości współczynnika k_h w gruntach słabo przepuszczalnych. Szybkie przeprowadzanie badań stało się możliwe dzięki bardzo wysokiemu gradientowi hydraulicznemu i_0 możliwemu do wywoływania w badaniach tym instrumentem. Należy jednak unikać wartości gradientu przy którym następuje przebiecie hydrauliczne w gruncie. Zadawany gradient i_0 kilkaset razy większy od stosowanego w laboratorium skraca czas pomiaru do 3÷5 godzin.



Rys. 6. Zmienność współczynnika filtracji k_h iłów plicieńskich wraz z głębokością

Fig. 6. Variability of permeability coefficient k_h of plicene clay with depth



Rys. 7. Wyniki badań ciśnienia hydrostatycznego w gruncie

Fig. 7. Evaluation of hydrostatic pore water pressure

Należy pamiętać, że w porach gruntów częściowo nasyconych znajduje się woda i powietrze. Z badań laboratoryjnych wynika, że maksymalny czas potrzebny do nasycenia próbek iłu wynosi cztery tygodnie. W gruntach częściowo nawodnionych, z uwagi na międzyfazowe różnice wywołane napięciem powierzchniowym, ciśnienie wody jest mniejsze od powietrza. Ciśnienie to, występujące ponad zwierciadłem wody, jest ujemne; zaś poniżej zwierciadła wody gruntowej ciśnienie wody jest dodatnie. Fakt ten potwierdzają badania BAT (rys. 7). W związku z powyższym uzyskane z badań sondą BAT wyniki pomiarów w gruntach nienasyconych nie mogą być traktowane jako miarodajne. W przypadku dużej różnicy ciśnień zjawisko wysysania wody z filtru piezometru, umożliwia wejście powietrza zakłócając wynik pomiaru. Aby temu zapobiec filtr powinien być drobnoziarnisty, przeciwdziałający ssącemu działaniu gruntu. Oznacza to, że opór wejścia powietrza na filtrze, musi być wyższy od ciśnienia ssącego w gruncie. Dlatego w ilach trzeciorzędowych oraz innych gruntach spoistych nienasyconych wyznaczenie współczynnika k wymaga wcześniejszego nasączenia strefy gruntu wokół filtru eliminując zjawisko ssania. Przeprowadzone badania wykazały celowość stosowania sondy BAT dla gruntów słabo przepuszczalnych o współczynniku filtracji $k < 10^{-7}$ m/s.

Podsumowanie

Przeprowadzona analiza wyników badań sondą BAT wykazała, że stosowana metodyka daje możliwość wiarygodnego oszacowania wartości współczynnika filtracji w ilach trzeciorzędowych oraz określenie wartości ciśnienia hydrostatycznego w gruntach nasyconych i nienasyconych.

Z uwagi na możliwość zadawania wysokich gradientów podczas badań wynik badania sondą BAT uzyskiwany jest znacznie szybciej niż w badaniach laboratoryjnych. Ponadto z badań tych uzyskuje się również wartości ciśnień wywołujące przebicie hydrauliczne w gruntach spoistych.

Literatura

- 1 Hvorslev J. 1956. Time lag and soil permeability in ground-water observations Corp of Engineers. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Bull.36.
- 2 Kaczyński R. i inni 1997. Wykonanie analizy porównawczej wyników badań współczynnika „ k ” gruntów spoistych wyznaczonych różnymi metodami. Archiwum: Zakład Prac Geologicznych UW.
- 3 Krogulec E. 1992. Określenie parametrów hydrogeologicznych osadów słabo przepuszczalnych w warunkach in situ przy zastosowaniu systemu monitoringu wód podziemnych BAT. Tech. Posz. Geol. Nr 5.

- 4 Lambe T.W. Whitmaman R.V. 1988. *Mechanika gruntów t 2* Arkady W-wa.
- 5 Öberg A.Ö. 1995. Negative pore pressures – Seasonal variation and importance in slope stability analysis. *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils Paris*.
- 6 Petsonk A. 1986. The BAT Method for in -situ Measurement of Hydraulic Conductivity in Saturated Soils. Thesis in Hydrogeotechnical University of Uppsala, Sweden.
- 7 Torstensson B.A. 1984. A New System for Ground Water Monitoring. *Review*, Vol. 4, No 4.

Summary

Estimation of permeability characteristics in cohesive soils on the basis of in situ tests. The paper presents some results of permeability tests performed in the heavily overconsolidated pliocene clays using field and laboratory testing. The in situ permeability tests were carried out with application of BAT equipment. On the other hand the laboratory investigation of permeability characteristics have been obtained in oedometer tests.

Selected BAT and laboratory test results together with interpretation procedure are discussed in details and some suggestion are made with respect to the general methodology which should be applied when dealing with heavily overconsolidated clays.

Mariusz Sobolewski, Alojzy Szymański
 Katedra Geotechniki,
 Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
 02-787 Warszawa
 ul. Nowoursynowska 166

WYKORZYSTANIE SONDOWAŃ STATYCZNYCH DO WYZNACZENIA PARAMETRÓW MECHANICZNYCH GRUNTÓW SILNIE PREKONSOLIDOWANYCH

DETERMINATION OF MECHANICAL PARAMETERS ON THE BASES OF IN SITU TESTS

Alojzy Szymański¹, Massoud Farag¹, Jan Myszewski²

¹ Katedra Geotechniki SGGW

² Katedra Zastosowań Matematyki SGGW

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie

Wstęp

Metodyka badań gruntów dla potrzeb projektowania i budowy obiektów inżynierskich oparta jest na kompleksowej analizie wyników uzyskanych w laboratorium oraz badań *in situ* przy zastosowaniu techniki pomiarowej wykorzystującej sondę statyczną CPT, dylatometr Marchettiego DMT oraz próbniki SHELBY i NESGI. Z uwagi na fakt, że wymienione wyżej techniki badań są pośrednimi metodami oceny parametrów geotechnicznych podłoża budowli powinny być oparte na lokalnych związkach empirycznych opracowanych na podstawie wyników terenowych i laboratoryjnych badań gruntów.

W artykule przedstawiono wyniki badań *in situ* wykonanych z zastosowaniem sondy statycznej CPT oraz wyniki badań laboratoryjnych służące poszukiwaniu związków empirycznych stosowanych w interpretacji wyników sondowań. Na wybranych poligonach doświadczalnych zlokalizowanych na terenie Warszawy wykonano serię badań terenowych i laboratoryjnych na próbkach o nienaruszonej strukturze NNS.

Porównanie uzyskanych w terenie wyników sondowań z wynikami badań laboratoryjnych pozwoliło na przeprowadzenie weryfikacji istniejących związków empirycznych stosowanych do wyznaczania parametrów mechanicznych gruntów oraz na podanie propozycji nowych modeli empirycznych dla gruntów silnie prekonsolidowanych.

Badania przeprowadzono w Katedrze Geotechniki SGGW w ramach projektu badawczego KBN Nr 7T07E01713.

Charakterystyka badanych gruntów

Budowa geologiczna terenu Warszawy i historia obciążeń gruntu powoduje, że warunki geologiczne podłoża w tym rejonie są zróżnicowane. Powierzchniową warstwę w mieście stanowią nasypy często z gruzem, o grubości dochodzącej do kilku metrów. Głębiej najczęściej występują grunty pochodzenia lodowcowego, zwykle o zaburzonym układzie warstw i przeważnie silnie prekonsolidowane. Tworzą je głównie gliny w stanie twardoplastycznym do zwartego oraz piaski i żwiry zagęszczone.

Prekonsolidowane gliny morenowe są gruntami odznaczającymi się dużą wytrzymałością i małą odkształcalnością. Nie wykazują one najczęściej właściwości pęczniących i nie są zaliczane do gruntów wrażliwych.

Prekonsolidowane ily, występujące pod warstwami lodowcowymi, są gruntami wrażliwymi i zwykle pęczniącymi. Jednorodne ily (np. plioceńskie) są słabo przepuszczalne i nie ulegają łatwo zawilgoceniu, zwłaszcza w złożu. Iły te mogą być spękane, co powoduje zmniejszenie wytrzymałości gruntu w masywie w stosunku do określonej na nienaruszonych próbkach, a także ułatwia przepływ wody gruntowej.

Obserwowane zjawiska glacitektoniczne gruntów w rejonie Warszawy powstały w wyniku statycznego lub dynamicznego oddziaływania lodowca na jego podłoże w czasie rozwoju i zaniku zlodowacenia. W podłożu lodowca uformował się układ naprężenia, który stał się podstawowym czynnikiem deformacji glacitektonicznych. Z uwagi na fakt, że miąższość lodowca była zmienna w przestrzeni i w czasie to naprężenie boczne będące sumą składowej poziomej naprężenia glacistatycznego i glacidynamicznego powodowało deformacje glacitektoniczne i powstawanie efektu silnej prekonsolidacji gruntu wyrażającego się znacząco wyższą wartością składowej poziomej, naprężenia od składowej pionowej po cofnięciu zlodowaceń.

Pochodzenie geologiczne gruntów występujących w rejonie Warszawy (grunty lodowcowe, ily plioceńskie) zmusza do stosowania metod badawczych uwzględniających historię naprężenia. Zjawisko prekonsolidacji gruntu wpływa bowiem na zmianę charakterystyk odkształceniowych i wytrzymałościowych [Borowczyk, Szymański 1995; Szymański 1997].

Zakres i rodzaje wykonanych badań

Biorąc pod uwagę cel prac badawczych t.j. poszukiwanie związków empirycznych pomiędzy wynikami badań terenowych i laboratoryjnych prowadzono je łącznie i traktując uzyskane wyniki jako wzajemnie uzupełniające się. Stąd też przeprowadzone badania geotechniczne obejmowały:

a) wiercenia połączone z pobieraniem próbek NNS do badań laboratoryjnych,

- b) sondowania statyczne CPT wykonywane w celu określenia zakresu zmienności parametrów geotechnicznych w badanym profilu,
- c) sondowania dylatometryczne DMT przeprowadzone w bliskim sąsiedztwie sondowań CPT (w odległości ok. 5.0m) dla rozpoznania stanu i historii naprężenia badanych gruntów,
- d) laboratoryjne badania właściwości fizycznych w celu określenia stanu badanych gruntów,
- e) badania edometryczne dla rozpoznania historii naprężenia i parametrów ściśliwości,
- f) badania trójosiove w celu określenia parametrów wytrzymałościowych.

Celem weryfikacji istniejącej metodyki wyznaczania parametrów z badań *in situ* oraz dostosowania jej do gruntów prekonsolidowanych przeprowadzono prace badawcze na poligonach doświadczalnych zlokalizowanych na terenie Warszawy. Badania wykonano na trasie Metra w Warszawie w rejonie stacji A-11 oraz stacji A-14 i A-15, w podłożu biurowca Daewoo, kompleksu Saski-Business Park, garaży podziemnych na Placu Powstańców Warszawy oraz kompleksu mieszkalno usługowego przy ulicy Słomińskiego i budynku biurowego na Placu Piłsudskiego.

W omawianych poligonach badawczych podłoże zbudowane jest z prekonsolidowanych glin zwałowych w stanie twaroplastycznym oraz silnie prekonsolidowanych iłów płoceńskich w stanie twaroplastycznym lub półzwałowym.

Badania *in situ* obejmowały sondowania statyczne sondą HYSON-200kN oraz sondowania płaskim dylatometrem Marchettiego DMT.

Interpretację wyników sondowań przeprowadzono dwuetapowo wykonując ocenę jakościową uzyskanych pomiarów, a następnie interpretację ilościową. Zakres interpretacji jakościowej obejmował: ocenę jednorodności budowy podłoża, określenie miąższości i zasięgu występowania poszczególnych warstw gruntu, wstępną klasyfikację rodzaju gruntu. Do określenia rodzaju gruntu na podstawie badań sondą statyczną wykorzystywany był nomogram Schmertmana [1970] i nomogram Robertsona [1990] oraz propozycje prezentowane przez Młynarka i innych [1991, 1997].

Badania dylatometryczne wykonano dylatometrem Marchettiego celem wyznaczenia parametrów opisujących początkowy stan naprężenia gruntu. Metodyka przeprowadzania badań i interpretacji wyników pomiarów opracowana została przez Marchettiego [1980]; Lacasse i Lunne [1988] oraz Rad i Lunne [1988].

Analiza wyników badań z wykorzystaniem metodyki Kulhawy i Mayne [1990] pozwoliła na wyznaczenie rozkładu naprężenia prekonsolidacji σ'_p i współczynnika parcia spoczynkowego K_0 . Obserwacja uzyskanych wyników wykazała, że zalegające w tym rejonie grunty są w większości silnie prekonsolidowane o współczynniku prekonsolidacji mieszczącym się w zakresie $OCR=4-15$ z tendencją

malejących wartości wraz z głębokością. Wartości współczynnika parcia spoczynkowego uzyskano w zakresie $K_0=1,0\div 1,6$.

Badania laboratoryjne obejmowały ocenę historii naprężenia i modułu ścisłości gruntu na podstawie badań edometrycznych oraz ocenę wytrzymałości na ścinanie przy wykorzystaniu badań trójosowych.

Badania edometryczne gruntu przeprowadzono w zakresie naprężenia od 0 do 10 MPa. Grunt do badań pobierano przy użyciu próbników włoskiej firmy NENZI w cylindrach o wymiarach: średnica $\phi=89\text{mm}$, długość $l=606\text{mm}$, stosunek średnicy do grubości ścianki $\phi/t=45$. Przed wykonaniem badań wytrzymałościowych i odkształceniowych, przeprowadzono laboratoryjne badania jakości próbek wykorzystując dwie metody - pomiar odcieku po rekonsolidacji i pomiar naprężeń rezydualnych, [Andersen, Kolstand 1979; Ladd, Lambe 1963]. Próbki nasączone były metodą ciśnienia wyrównawczego, a następnie rekonsolidowane anizotropowo. Ocena uzyskanych charakterystyk wykazała, że próbki gruntu stosowane w badaniach były dobrej jakości.

Analiza wyników badań

W oparciu o wyniki badań przeprowadzonych w laboratorium i *in situ* dokonano próby ustalenia empirycznego modelu zależności OCR, K_0 i M od pozostałych mierzonych parametrów gruntu.

Ocenę istotności wpływu poszczególnych parametrów na modelowane własności OCR, K_0 i M zbadano przy pomocy analizy czynnikowej [Oktaba 1980]. W analizie przyjęto po dwa poziomy dla każdego z rozpatrywanych czynników. Oceniano efekty proste i główne poszczególnych czynników oraz interakcję pomiędzy parami czynników. Na tej podstawie dokonano selekcji czynników uwzględnionych w modelu.

O jakości budowanego modelu decyduje zgodność pomiędzy wartościami uzyskanymi z obliczeń przy użyciu modelu a wartościami zdobytymi drogą eksperymentalną. Dla zapewnienia porównywalności miar zgodności dla poszczególnych punktów pomiarowych użyto miary względnej.

$$\left| \frac{J_i - J_i^{(\text{mod})}}{J_i} \right| \quad (1)$$

$$MSRD = \sqrt{\frac{1}{n} \sum \left| \frac{J_i - J_i^{(\text{mod})}}{J_i} \right|^2} \quad (2)$$

oraz maksymalnego względnego odchylenia (Mean Relative Deviation):

$$MRD = \max \left| \frac{J_i - J_i^{(\text{mod})}}{J_i} \right| \quad (3)$$

Z definicji $MSRD \leq MRD$. Relatywnie duża wartość $MSRD$ może być podstawą do odrzucenia modelu, a zaś mała wartość MRD może być podstawą do jego akceptacji. Celowe jest stosowanie obu tych miar jednocześnie gdyż znaczna dysproporcja między nimi może być spowodowana istnieniem kilku (stosunkowo niewielu) punktów w których obliczenia na podstawie modelu są obciążone dużym błędem. Analiza takich punktów może określić ograniczenia modelu albo w szczególnym przypadku wskazać punkty budzące szczególną wątpliwość co do celowości użycia ich do budowy modelu.

Korzystając z modułu SOLVER znajdującego się w programie MS EXCEL wer.5.0 (i wyższe) można zidentyfikować parametry dla różnych modeli należących do znacznie szerszej klasy niż rozpatrywane do tej pory modele liniowe lub dające się sprowadzić do postaci liniowej. Identyfikacja parametrów modelu odbywa się w trakcie rozwiązywania zadania minimalizacji wartości $MSRD$ obliczonego dla modelu z ustalonej klasy modeli ze zmiennymi współczynnikami, które to współczynniki są dobierane przez wspomniany moduł SOLVER.

Związki empiryczne pomiędzy parametrami sondowań a parametrami mechanicznymi gruntu

Analiza wyników badań terenowych i laboratoryjnych, wykazuje możliwości określenia regionalnych związków pomiędzy wynikami sondowań a parametrami uzyskiwanymi w laboratorium. Znaczącą korelację wykazują zależność pomiędzy współczynnikiem prekonsolidacji OCR a znormalizowanym oporem stożka $(q_T - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}'$ (rys 1, i rys2).

Zależność tę można opisać równaniami w ogólniejszej postaci:

- dla gliny morenowej

$$OCR = 0.80[q_c - \sigma_{vo}]^{0.97} / (\sigma_{vo}')^{0.41} \quad (4)$$

- dla iłu pliocénskiego

$$OCR = 0.46[q_c - \sigma_{vo}]^{0.97} / (\sigma_{vo}')^{0.84} \quad (5)$$

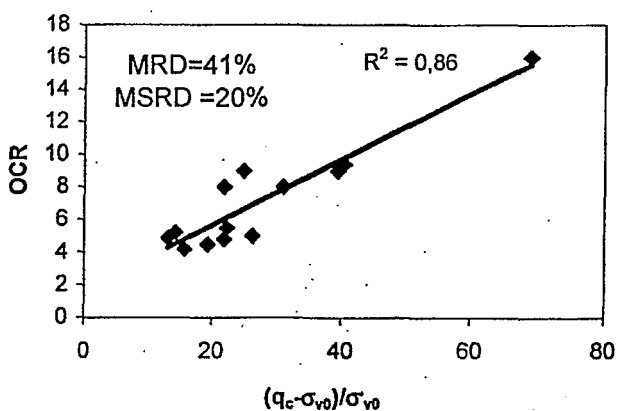
Szczegółowa obserwacja uzyskanych wyników wykazała również wysokie skorelowanie zależności pomiędzy współczynnikiem parcia bocznego K_o , a znormalizowanym oporem stożka $(q_c - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}'$ (rys.3 i rys.4), które może być wyrażone równaniem w postaci:

- dla gliny morenowej

$$K_o = 0.52[q_c - \sigma_{vo}]^{0.36} / (\sigma_{vo}')^{0.22} \quad (6)$$

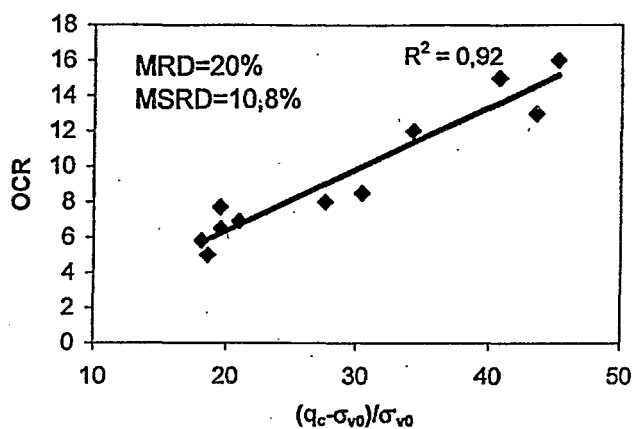
- dla iłu pliocénskiego

$$K_o = 0.77[q_c - \sigma_{vo}]^{0.28} / (\sigma'_{vo})^{0.12} \quad (7)$$



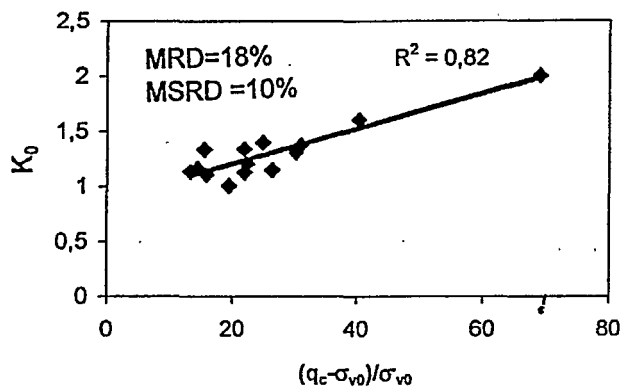
Rys. 1 Zależność współczynnika prekonsolidacji OCR od oporu stożka q_c uzyskana dla gliny morenowej

Fig. 1. Relationship between overconsolidation ratio OCR and cone resistance q_c for boulder clay



Rys 2 Zależność współczynnika prekonsolidacji OCR od oporu stożka q_c uzyskana dla iłu plioceńskiego

Fig 2. Relationship between overconsolidation ratio OCR and cone resistance q_c for pliocene clay.

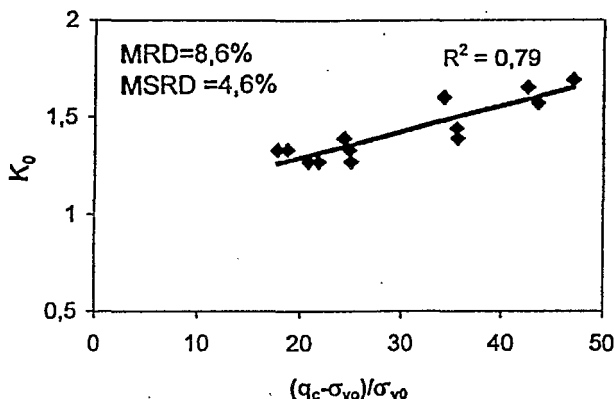


Rys 3 Zależność współczynnika K_0 od oporu stożka q_c uzyskana dla gliny morenowej

Fig 3. Relationship between coefficient K_0 and cone resistance q_c for boulder clay

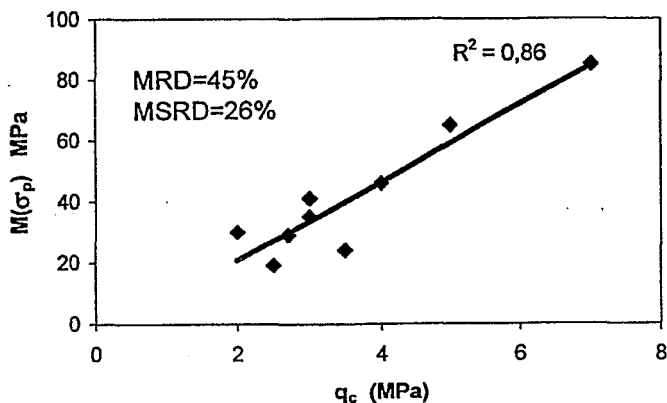
Ponadto analiza porównawcza wyników sondowań statycznych i wyników badań edometrycznych wykazała wysoką korelację pomiędzy wartościami oporu stożka q_c a wartościami modułu ściśliwości M otrzymanymi dla zakresu naprężeń odpowiadającemu naprężeniu prekonsolidacji σ'_p (rys. 5). Uzyskaną zależność dla łu pliczeńskiego opisuje równanie w postaci:

$$M = 9,95 \times q_c \quad (8)$$



Rys 4 Zależność współczynnika K_0 od oporu stożka q_c uzyskana dla łu pliczeńskiego

Fig 4. Relationship between coefficient K_0 and cone resistance q_c for plicene clay



Rys 5 Zależność modułu M od oporu stożka q_c uzyskana dla łu pliczeńskiego

Fig 5. Relationship between oedometeric modulus M and cone resistance q_c for plicene clay

Przeprowadzona analiza parametrów geotechnicznych otrzymanych z badań laboratoryjnych i terenowych wykazała, że sondowania statyczne mogą być stosowane do wyznaczania charakterystyk gruntów spoistych silnie prekonsolidowanych występujących na terenie Warszawy przy zastosowaniu metodyki interpretacji wyników sondowań opartej na regionalnych związkach empirycznych dostosowanych do lokalnych warunków gruntowych.

Podsumowanie

Analiza wyników badań terenowych i laboratoryjnych gruntów występujących na terenie Warszawy wykazuje, że występujące grunty spoiste są w większości silnie prekonsolidowane. W gruntach takich wyznaczanie parametrów mechanicznych wymaga uwzględnienia stanu i historii naprężenia w badaniach laboratoryjnych.

Stosowanie sondowań statycznych do identyfikacji parametrów gruntu wymaga dostosowania regionalnych związków empirycznych do lokalnych warunków gruntowych poprzez łączne stosowanie badań terenowych i laboratoryjnych jako wzajemnie uzupełniających się.

Przeprowadzone badania wykazały, że dla gruntów spoistych występujących w rejonie Warszawy interpretację wyników sondowań statycznych CPT można przeprowadzić z zastosowaniem związków materiałowych uzależniających wartość parametrów opisujących historię naprężenia OCR i K_0 oraz modułu M od wartości oporów stożka q_c celem wyznaczenia parametrów mechanicznych gruntów.

Literatura

- [1.] ANDERSON A., KOLSTAD P. (1979): The NG154 mm sampler for undisturbed sampling of clays and representative of coarser materials. Inter. Symp. of Soil Sampling, Singapore, 13-21.
- [2.] BOROWCZYK M., SZYMAŃSKI A. (1995): The use of in situ test for determination of stress history. Proc. of the 11-th Europ Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Copenhagen, 117-123.
- [3.] KULHAVY F.H., MAYNE P.W. (1990): Manual on estimating soil properties for foundation design. EPRI. Palo Alto. Report. EL-6800.
- [4.] LACASSE., LUNNE T. (1988): Calibration of dilatometer corrections. Proc. Int. Sym. on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, 1: 539-548
- [5.] LADD C.C. AND LAMBE T.W., (1963): The strength of undisturbed clay determined from undrained tests. ASTM, STP 361.
- [6.] MARCHETTI S., (1980): In situ tests by flat dilatometer. J. Geot. Eng. Div., ASCE, 106, GT3: 299-321.

- [8.] MŁYNAREK Z. TACHUSCHKE A. NIEDZIELSKI A. (1997): Ocena stanu konsystencji gruntów spoistych metodą statycznego sondowania. IX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk Tom II 113-119.
- [9.] OKTABA W. (1980): Elementy statystyki matematycznej i metodyki doświadczalnictwa, PWN Warszawa
- [10.] RAD.N.S., LUNNE T. (1988): Direct correlations between piezocone tests results and undrained shear strength of clay. Proc. First Inter. Symp. on Penetration Testing, Orlando, Florida.
- [11.] ROBERTSON P.K., (1990): Soil classification using the cone penetration test. Can. Geot. J. Vol. 27.
- [12.] SCHMERTMAN J.K. (1970): Static cone to compute static settlement over sand. Proc. Jour. of the Soil Mech. and Found. Div. ASC
- [13.] SZYMAŃSKI A. (1997): Wykorzystanie badań „in situ” do oceny parametrów geotechnicznych podłoża. IX Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk Tom II 175-181

Summary

Determination of mechanical parameters on the bases of in situ tests. The paper presents some results of field and laboratory tests of soils which prevails in the Warsaw. Special attention is drawn to heavily overconsolidated clays which requires relevant - internationally recognised standards for filed tests and refined laboratory technics. Selected CPT and laboratory test results together with interpretation procedures are discussed in details and some suggestion are made with respect to the general methodology which should be applied when dealing with heavily overconsolidated clays.

The results of site and laboratory investigations show that the overconsolidated ratio OCR and modulus M can be determined based on interpretation of cone penetration test results.

Alojzy Szamański
 Katedra Geotechniki
 Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
 ul. Nowoursynowska 166,
 02-787 Warszawa

WPŁYW BUDOWY DRÓG NA ŚRODOWISKO PRZYRODNICZE

THE INFLUENCE OF ROAD CONSTRUCTION ON ENVIROMENT

Waldemar Misiak

Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska
SGGW w Warszawie

Wstęp

Budowa drogi jest inwestycją o charakterze liniowym, pociągającą za sobą wiele uciążliwości dla środowiska. Przecina ona różnorodne struktury przestrzenne środowiska, naturalne układy ekologiczne, zlewnie wód powierzchniowych i podziemnych, korytarze ekologiczne itp.

Obszar oddziaływania drogi ma strukturę pasową, złożoną z układu stref zagrożenia rozciągających się w różnych odległościach od drogi. Rodzaj, zasięg i natężenie zmian są zróżnicowane w poszczególnych strefach w zależności od cech terenu i wrażliwości środowiska oraz rodzaju oddziaływań.

Inwestycja drogowa wchodzi często w kolizję ze środowiskiem przyrodniczym, ma to miejsce szczególnie w trakcie przekraczania dolin rzecznych, rynien jeziornych, lasów, torfowisk, obszarów wydmyowych itp.

Droga jeżeli jest dobrze zaprojektowana może wywierać również pozytywny wpływ na środowisko przez [Tracz 1997]:

- poprawę krajobrazu w strefach, gdzie jest on zniszczony (hałdy, wysypiska, wyrobiska),
- przejęcie ruchu ze stref wrażliwych na niekorzystne oddziaływania i zagrożonych środowiskowo,
- wywieranie wpływu na zagospodarowanie obszaru,
- dawanie szans dobrego eksponowania walorów zabytkowych lub przyrodniczych obszaru.

Oddziaływanie dróg na powierzchnię ziemi

Budowa drogi powoduje przekształcenie powierzchni ziemi co ma szczególny wpływ na glebę oraz zmiany użytkowania gruntów w bezpośrednim jej sąsiedztwie. Niekorzystne oddziaływanie drogi występuje na etapie budowy jak i w czasie jej eksploatacji.

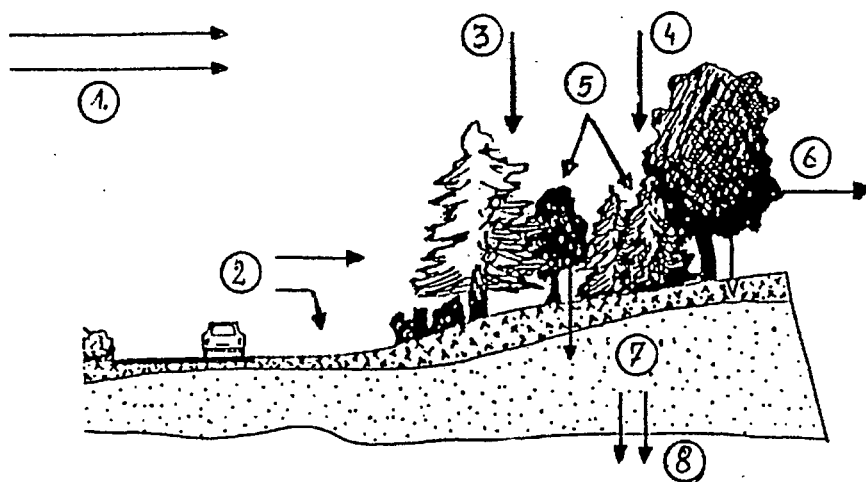
W czasie robót przygotowawczych jak i przy każdych innych pracach ziemnych ulega zniszczeniu pewna część humusu pomimo rygoru zbierania i przechowywania go w hałdach.. Gleby ulegają ponadto zanieczyszczeniu materiałami pędnymi w wyniku eksploatacji maszyn do prac ziemnych. Jest to wynikiem korzystania przez wykonawców z maszyn wyeksploatowanych o złym stanie technicznym, szczególnie jeżeli budowę realizują niewielkie firmy bazujące na sprzęcie ze zlikwidowanych przedsiębiorstw budowlanych i wodnomelioracyjnych. Praca ciężkiego sprzętu budowlanego i transportowego, przemieszczanie znacznych ilości mas ziemnych powoduje degradację przypowierzchniowych warstw w pasie terenów przylegających do drogi. Pozyskiwanie materiałów budowlanych (piasek, pospółka itp.) powoduje nieraz zmiany w terenie znacznie oddalonym od budowy. Zmiany w ukształtowaniu powierzchni terenu powodują oprócz zmian krajobrazowych i przekształcenia użytkowania powierzchni terenu także zmiany w szacie roślinnej, stosunkach gruntowo wodnych a także geotechnicznych warstw przypowierzchniowych. Mają one najczęściej ujemny skutek dla środowiska.

W trakcie eksploatacji drogi następuje zanieczyszczanie i degradacja gleby spowodowane substancjami chemicznymi, powstającymi w trakcie pracy silników spalinowych, wśród których największe zagrożenia stanowią zanieczyszczenia ołowiem i kadmem, substancjami pochodzącymi z przewożonych ładunków oraz zasoleniem. Zanieczyszczenie gleb ołowiem, cynkiem, kadmem i chromem zależy od natężenia ruchu i rodzaju spalin. Zawartość ołowiu (Pb) w glebie 10 m pasa przylegającego do drogi o średnim natężeniu ruchu może sięgać do 100 p.p.m. Zawartość kadmu (Cd) w pobliżu dróg określono w ilościach rzędu 0,1-0,5 p.p.m., gdy naturalna zawartość w glebie wynosi poniżej setnych części. Zawartość cynku (Zn) w skorupie ziemskiej wynosi średnio 50 p.p.m., a w pobliżu dróg wzrasta do kilkuset p.p.m.. Chrom (Cr), który znajduje się w glebie w zawartości 30-60 p.p.m., w ropie naftowej występuje w ilości 80-270 p.p.m. Stwarza to niebezpieczeństwo skumulowania się jego ładunku w bliskości dróg [Tracz 1997]. Metale te pozostają w glebie przez setki lat. Jednak w ilościach toksycznych występują one jedynie w bezpośrednim otoczeniu drogi w odległości do 50m od krawędzi jezdni. Przemieszczanie się zanieczyszczeń przedstawiono na rys. 1.

Zanieczyszczenie gleb powoduje konieczność stosowania ograniczeń użytkowania gruntów przyległych do drogi. Wskazane jest ograniczenie upraw warzyw liściowych i korzeniowych, upraw roślin jagodowych, roślin pastewnych

przeznaczonych na kiszonkę lub siano. Przy drogach o intensywnym natężeniu ruchu nie powinny również być lokalizowane sady owocowe. Konieczne jest prowadzenie upraw selektywnych. Mogą być uprawiane zboża: żyto, pszenica i jęczmień oraz rośliny przemysłowe: rzepak, ziemniaki, len i konopie. Można również zakładać szkółki drzew i krzewów owocowych i ozdobnych.

Budowa drogi może wносить zmiany negatywne lub pozytywne rozpatrując ją w aspekcie krajobrazowym. Inwestycja ta może obniżyć wartości walorów krajobrazowych ale również poprzez udostępnienie miejsc nieuczęszczanych wydobyć je. Zmiany negatywne w krajobrazie są wynikiem takich działań związanych z budową drogi jak: wycinanie drzew, odwodnienia, przemieszczenie mas ziemnych, zalesiania zastępcze, zmiany w intensywności użytkowania rolniczego, rozwoju osadnictwa itp.



1. przenoszenie zanieczyszczeń na dużą odległość zgodnie z ruchami wiatru (long distance wind transportation), 2. przenoszenie się w stronę pasa zieleni, osiadanie bliskie (nearly settling), 3. opad jako efekt grawitacji, suchy (fall dry), 4 opad mokry (fall wet), 5. przyklejanie do części roślin (sticking to vegetation), 6. przenikanie po częściowym oczyszczeniu w stronę pól (percolation after filtration), 7. rozpuszczanie, wypłukiwanie, 8. przenikanie do wód gruntowych.

Rys. 1. Schemat przemieszczania zanieczyszczeń i ich przenikanie między atmosferą, roślinami i glebą (według Instytutu Badawczego Dróg i Mostów)
Fig. 1. The scheme of pollutants transportation and their percolation between atmosphere, vegetation and soil [Haber 1997]

Oddziaływanie dróg na wody powierzchniowe i podziemne

Wody powierzchniowe i podziemne determinują warunki geotechniczne i budowlane inwestycji drogowych, są jednocześnie nośnikiem i drogą rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń w trakcie budowy i eksploatacji dróg. W związku z tym faktem bardzo istotne jest określenie roli wód powierzchniowych w terenie na którym przewidywana jest inwestycja drogowa. Jednocześnie powinny być określone związki hydrograficzne i więzi hydrauliczne jak też mogące zajść zmiany warunków gruntowo wodnych.

W czasie budowy drogi wody powierzchniowe są najczęściej zanieczyszczane przez ścieki technologiczne i bytowo-gospodarcze. Natomiast w czasie eksploatacji są to spływy deszczowe i roztopowe z nawierzchni dróg oraz w sytuacjach awarii lub wypadków substancje niebezpieczne z środków transportu. Kumulację dużego ładunku zanieczyszczeń w spływach opadowych powodują: gazy spalinowe, produkty ścierne opon i tarcz hamulcowych, resztki zużywających się elementów pojazdów, chemikalia używane zimą do odladzania jezdni, zanieczyszczenie powierzchni dróg wskutek złego transportu materiałów sypkich i płynnych. Część tych zanieczyszczeń podlega procesom samooczyszczania np.: w rowach i powierzchniach trawiastych (metale ciężkie ulegają sorpcji a substancje organiczne rozpadowi). Jednak takie zanieczyszczenia jak chlorki mają charakter stały i przenikają do wód podziemnych wraz z wodami infiltrującymi w podłoże. Po krótszym lub dłuższym czasie trafiają one do wód powierzchniowych będących zlewnią wód podziemnych lub studni znajdujących się na trasie ich spływu. Oprócz zmiany jakości wód, inwestycje drogowe mogą spowodować zmiany ilościowe wód podziemnych.

Wykopy i nasypy przecinając naturalne trasy spływu wód powierzchniowych a czasami niszcząc układ sieci melioracyjnej powodują zmiany w infiltracji i strefach zasilania wód podziemnych, oraz zmieniają trasy naturalnego spływu wód powierzchniowych. W wykopach może dojść do samoistnych wypływów z powodu przecięcia warstwy wodonośnej.

Często mniejsze ciekły przy budowie drogi są wpuszczane w przepusty rurowe, a oczka wodne lub małe zabagnienia są zasypywane. Powoduje to zmiany w możliwościach wykorzystywania środowiska wodnego przez faunę oraz zmiany w roślinności terenów przywodnych [Tracz 1997].

Jeżeli czas migracji wód z powierzchni do zbiornika wód podziemnych wynosi poniżej 2 lat, wody te są bardzo silnie zagrożone. Średnie zagrożenie występuje gdy czas migracji wynosi 5-25 lat. Natomiast brak zagrożenia można określić gdy czas migracji wynosi powyżej 100 lat [Kleczkowski 1991].

Oddziaływanie dróg na faunę i florę

Największe straty w faunie i flórze powstają w trakcie realizacji inwestycji. Gina lub ulegają przekształceniom takie biotopy jak oczka wodne, torfowiska, fragmenty lasów i wydmy.

Droga stanowi układ liniowy, który staje się barierą ekologiczną przecinającą tradycyjne szlaki wędrówek zwierząt, utrudniającą wymianę zasobów puli genowych izolowanych populacji. Droga rozdzielając populacje zwierząt i roślin może spowodować że populacje o małej liczebności zanikają, a ekologiczna zasobność środowiska leśnego na mniejszej powierzchni wyraźnie się zmniejsza. Ulegają ograniczeniu możliwości żywieniowe zwierząt.

Zmiana stosunków wodnych oraz pogorszenie jakości wód powodują zanikanie ekosystemów charakterystycznych dla gruntów podmokłych z jednej strony oraz ekosystemów siedlisk suchych z drugiej strony. W wyniku tych zmian przekształceniom podlegać będzie flora i związana z nią fauna.

Niekorzystnym zmianom ulegają również lasy usytuowane wzdłuż trasy drogi, jest to wynikiem nagromadzenia się pierwiastków toksycznych, pochodzących z emisji gazów i pyłów jak i zmian warunków gruntowo-wodnych. Żywotność drzewostanów przyległych bezpośrednio do dróg obniża się. Najbardziej wrażliwe na toksyczne działanie SO_2 są drzewa iglaste. Drogi przecinając lasy powodują otwarcie wnętrza lasu na które reagują negatywnie drzewostany liściaste(buki, dęby), które wskutek wzmoczonej insolacji obumierają. Bezpośrednie i pośrednie straty przyrodnicze w lasach wywoływane budową drogi są trudne do oszacowania, natomiast wymierne są straty w drzewostanach.

Hałas i drgania emitowane w trakcie budowy jak i eksploatacji drogi również bardzo niekorzystnie oddziałują na świat zwierzęcy. Jednak pewne gatunki zwierząt przystosowują się do zmienionych warunków i wracają do swoich ostoi.

Środki zaradcze

Aby zminimalizować oddziaływanie inwestycji drogowej na środowisko w zakresie jej wpływu na grunt i glebę zaleca się przestrzegać poniższych zasad.

Prace przygotowawcze powinny być prowadzone tak, aby możliwe było zebranie i zabezpieczenie do ponownego wykorzystania warstwy humusu z rejonu przemieszczeń mas ziemnych i terenów przewidzianych do zmiany zagospodarowania powierzchni terenu. Należy również chronić glebę i podłoże budowlane narażone na degradację wskutek pracy ciężkiego sprzętu. Generalną zasadą powinno być minimalizowanie powierzchni dla niezbędnych prac przygotowawczych oraz prowadzenie ich w warunkach pogodowych niesprzyjających degradacji warstw przypowierzchniowych. Szerokość pasa terenu,

który ulegnie degradacji zależy w dużej mierze od przyjętej technologii prowadzenia robót oraz organizacji procesu budowlanego. Istotne jest również aby prowadzona była bieżąca rekultywacja terenów zdegradowanych oraz szybka stabilizacja biologiczna roślinnością niską i wysoką.

Prace związane z usuwaniem warstwy gleby i wykonywaniem nasypów lub wykopów powinny być realizowane krótkimi odcinkami i małymi frontami robót, aby uniknąć zjawisk erozji eolicznej oraz innych procesów geodynamicznych związanych z nagłym pojawieniem się dużych ilości wód powierzchniowych. Wody powierzchniowe migrujące w głąb warstw podłoża mogą pogorszyć warunki fizyko-mechaniczne podłoża budowlanego. Utrzymanie w dobrym stanie rowów przydrożnych i drenaży gwarantuje stabilność wielu geotechnicznych parametrów w trakcie eksploatacji drogi.

Aby ograniczyć niekorzystny wpływ budowy dróg na faunę bardzo ważne będzie przestrzeganie terminów prac budowlanych. Harmonogram budowy powinien uwzględniać terminy rozrodu zwierząt. Wycinanie drzew i krzewów powinno być rozpoczynane jesienią i zakończane wczesną wiosną, co pozwoli na normalny przebieg lęgów ptaków i rozród drobnych ssaków. Budowa przepustów na ciekach wodnych powinna odbywać się poza okresem rozrodu płazów, który trwa od początku marca do końca sierpnia.

Dla spływów z dróg o dużej intensywności ruchu wskazane jest wykonywanie obiektów oczyszczających bazujących na naturalnych właściwościach oczyszczających gruntów i roślin.[Tracz 1997].

Pas terenu wzdłuż drogi powinien być obsadzany drzewami lub inną właściwą dla danego miejsca roślinnością, w formie możliwie zbliżonej do naturalnej. Pozwoli to jednocześnie ograniczyć hałas drogowy, który jest zjawiskiem powodującym niekorzystne oddziaływanie na ludzi i środowisko. Pas zieleni izolacyjnej wzdłuż trasy drogi ogranicza również rozprzestrzenianie się zanieczyszczeń powietrza. Istotne jest aby bariera zieleni średniej i wysokiej powodowała nie tylko rozpraszanie zanieczyszczeń, lecz również ich pochłanianie i osadzanie. Dobór gatunków drzew musi uwzględniać duże rozmiary, niski pień, silne rozrastanie konarów, długowieczność, odporność na trudne warunki wegetacji i pełne przystosowanie do lokalnego klimatu. Krzewy powinny charakteryzować się szybkim wzrostem, silnym rozkorzeniem, dużą tolerancją na ubogą glebę pasa przydrożnego i odpornością na zasolenie, wykazywać długowieczność i zdolność do samo odnawiania. Należy unikać wprowadzania gatunków obcych, potencjalnie inwazyjnych.

Elementem ograniczającym wpływ drgań na środowisko jest właściwa konstrukcja drogi. Gwarantuje to wytrzymała podbudowa nawierzchni, oraz równa jezdnia.

W celu złagodzenia negatywnego wpływu inwestycji drogowej na krajobraz proponowane bywają środki zastępcze i kompensujące, tak aby

gospodarka przyrody w danej przestrzeni wyrównała się ze stanem z przed rozpoczęcia budowy. Natomiast na etapie projektu należy rozważyć możliwość takiego pionowego i poziomego przebiegu drogi, który harmonizowałby z istniejącą formą terenu. Jednak rozwiązanie mogące być optymalne z punktu widzenia środowiska, w świetle obowiązujących norm projektowych i norm bezpieczeństwa może być niemożliwe do realizacji.

Podsumowanie

W artykule ze względu na szczupłość miejsca możliwe było zaprezentowanie tylko w bardzo zwartej formie problemów oddziaływania inwestycji drogowych na środowisko. Zgodnie z obowiązującymi przepisami inwestycje takie powinny być poddawane ocenom oddziaływania na środowisko (OOS). Ich wynikiem było by ustalanie istotnych i znaczących oddziaływań, dla których można było by zastosować odpowiednie środki i sposoby przeciwdziałania, redukcji bądź kompensacji. W analizach powinny znaleźć się sposoby i środki a także plany przeciwdziałania skutkom katastrof drogowych związanych z wypadkami pojazdów przewożących ładunki niebezpieczne dla środowiska i zdrowia ludzi. OOS powinna przewidywać ocenę i ewentualne skutki stosowania materiałów budowlanych i pomocniczych, które mogą stać się potencjalnym źródłem substancji

zanieczyszczających wody powierzchniowe i podziemne. Raport OOS powinien zawierać globalną ocenę skutków pozytywnych i negatywnych.

Należy jednak zawsze brać pod uwagę fakt, że każda droga ułatwiająca dostęp do terenów poprzednio nie objętych działalnością ludzką, będzie narażała środowisko na konsekwencje tej działalności. Natomiast modernizacja i rozbudowa dróg na terenach zurbanizowanych jest nieuniknionym następstwem rozwoju cywilizacyjnego.

Literatura

- [1] HABER Z. 1997. *Ekologiczne aspekty budowy autostrad w Polsce. Konferencja nt. „Przyrodnicze i techniczne problemy ochrony i kształtowania środowiska rolniczego”*. AR Poznań s 47-54.
- [2] KLECZKOWSKI A.S. i inni. 1991. *Ochrona wód podziemnych w Polsce; stan i kierunki badań*. Prace CPBP04.10 z 56. Wyd.SGGW Warszawa Kraków

- [3] TRACZ M., BOHATKIEWICZ J., RADOSZ S., STREK J. i inni (EKODROGA). *Oceny oddziaływania dróg na środowisko*. GDDP Warszawa 1997.
- [4] TRACZ M. 1996. *Wytyczne oddziaływania autostrad na środowisko*. II redakcja. „Ekodroga” Zespół Niezależnych Ekspertów. Kraków

Summary

The influence of road construction on environment. Selected problems related the road development are described in the paper. Road impact on earth surface, surface and ground water, flora and fauna is presented. General recommendations are given for measures for mitigation of unfavourable road development impacts on environment.

Waldemar Misiak

Katedra Technologii i Organizacji Prac Wodnych i Melioracyjnych

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

ul Nowoursynowska 166

02-787 Warszawa

WPŁYW PRZERWANIA WAŁÓW NA INFRASTRUKTURĘ OBSZARÓW UŻYTKOWANYCH ROLNICZO NA PRZYKŁADZIE WOJEWÓDZTWA KRAKOWSKIEGO

BREAKING OF THE FLOOD EMBANKMENTS AND ITS IMPACT ON THE ADJACENT AGRICULTURAL AREA

Tadeusz Bednarczyk

Marek Tarnawski

Akademia Rolnicza w Krakowie

Katedra Inżynierii Wodnej

Wstęp

Obwałowania od stuleci były formą ochrony przed powodzią, szczególnie w szerokich i płaskich dolinach rzecznych. Wzrost zagrożenia powodziowego jest w pewnej mierze konsekwencją budowy wałów, które odcinają naturalną retencję dolin, powodując przyspieszenie odpływu wód wezbraniowych przy stanach wyższych niż miałyby to miejsce w dolinach nieobwałowanych. Do najstraszniejszych powodzi na obszarze Polski w ostatnim stuleciu należy zaliczyć powódź w 1934 r., 1960 r., 1970 r. oraz ostatnią w lipcu 1997 r. [Bielański, 1997].

Przyczyną letnich powodzi bywają najczęściej opady rozlewne trwające 2-5 dni, których suma sięga 200 - 500 mm, a w przypadku małych zlewni, również lokalne ulewę o natężeniu opadów 1-3 mm/min.

Cechą powodzi w lipcu 1997 r. był jej olbrzymi zasięg przestrzenny od Karkonoszy po dorzecze Dunajca, występowanie kilku fal rozlewnych, a równocześnie nałożenie się na nie lokalnych ulew, powtarzających się niekiedy codziennie.

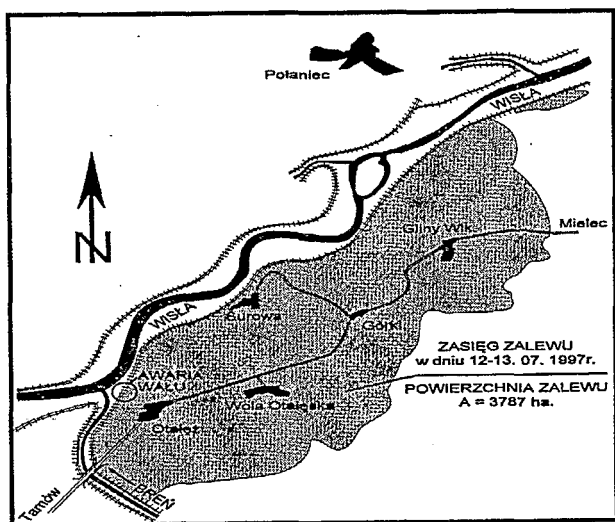
W warunkach powodzi często ulegają przerwowaniu, od dziesiątków lat niezabezpieczone wały. Na przykład w lipcu 1970 r. zaobserwowano w 63 miejscowościach przerwanie wałów na łącznej długości około 5,5 km, a w 148 miejscach przesiaکی przez korpus lub podłoże wałów, oraz w 26 miejscach uszkodzenia [Powódz, 1972].

W lipcu 1997 r. straty powodziowe objęły 20 gmin w województwie krakowskim. Zniszczeniu uległy obwałowania, urządzenia hydrotechniczne, a także drogi gminne, wojewódzkie i krajowe.

W czasie tej powodzi nastąpiły liczne przerwania wałów przeciwpowodziowych. W niniejszym artykule na przykładzie przerwania prawego wału przeciwpowodziowego w km $0 + 500 \div 0 + 600$ rzeki Nowy Bręń określono przyczyny awarii wału. Awaria ta jest klasycznym przykładem przerwania wału, a określenie jej przyczyn ma duże znaczenie praktyczne. Podano także wielkość szkód powodziowych na obszarze województwa krakowskiego.

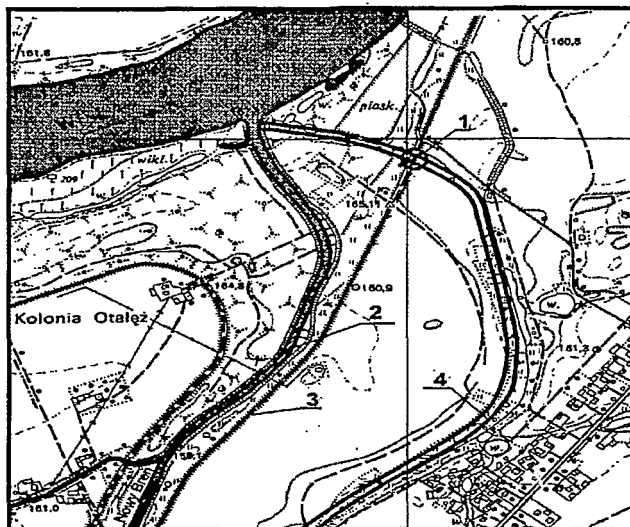
Opis przerwania wału

W lipcu 1997 r. wody wezbraniowe rzeki Nowy Bręń sięgały 1,0 m poniżej korony wału. Pierwszymi symptomami nieszczelności wału były przesiąki w obniżeniach terenu u stopy wału. Doraźne zabezpieczenia tych miejsc workami z piaskiem zapobiegło dalszemu wymywaniu cząstek gruntu z korpusu i podłoża. W odległości około 500 m od ujścia rzeki Nowy Bręń do Wisły nastąpiło na długości około 100 m przerwanie wału oraz powstanie wyrwy o głębokości około $6 \div 8$ m i kubaturze 50 tys. m³. Zostało zalanych wiele miejscowości (Otałęż, Wola Otałęska, Górki, Surowa, Gliny Wielkie), a zasięg zalewu obejmował powierzchnię 3787 ha (rys.1). Na granicy tej wyrwy ujawnił się materiał budujący warstwy niżej zalegające w postaci żwiru z otoczkami i grubego piasku. W znacznej ilości pojawiły się także okruchy głazów pochodzenia skandynawskiego.



Rys. 1. Zasięg zalewu w wyniku przerwania w lipcu 1997 r. prawego wału rz. Nowy Bręń.

Na odcinku wystąpienia wyrwy wałowej w wyniku regulacji rzeki koryto jej zostało przełożone (likwidacja zakola) i odsunięte od miejscowości Otałęż. Spowodowało to znaczne skrócenie biegu rzeki. Awaria wału wystąpiła w miejscu przecięcia przez trasę wału starorzecza rzeki Breń (rys.2).



Rys. 2. Lokalizacja miejsca przerwania wału przeciwpowodziowego rzeki Nowy Breń. 1-miejsce awarii wału; 2-nowe koryto rzeki Nowy Breń; 3-wały ochronne; 4 – starorzecze.

Warunki geologiczne

Miejsce przerwania wału zlokalizowane jest w obrębie jednostki geologicznej Zapadliska Przedkarpackiego, które w dużej mierze wypełnione jest przez znacznej miąższości utwory miocenu.

W obrębie Zapadliska Przedkarpackiego utwory powierzchniowe reprezentowane są przez gliny zwałowe akumulacji lodowcowej z głazami narzutowymi pochodzenia skandynawskiego (eratryki), piaski i żwiry rzeczno-lodowcowe, oraz rzeczne, a także eoliczne (piaski wydymowe, lokalne lessy). Na wszystkich wysoczyznach międzodolinowych zachowały się gliny zwałowe oraz leżące nad nimi piaski ze skandynawskimi głazami [Więclawik, 1991].

Warstwy wyższe stanowią osady czwartorzędowe, wyścielające staro-rzeczce Brenia. Stanowią je żwiry, pospółki i piaski oraz leżące na nich mady i mady próchnicze. Występują obszary gdzie zalegają piaski i żwiry, a także znajdujące się

na powierzchni ziemi mady podścielone piaskowcami. Miąższość mad jest zmienna $0,4\div 3,0$ m. Lokalnie w serii mad występują namuły organiczne o miąższości $1,0\div 2,0$ m. Piaski występują tu jako drobne pylaste i gliniaste.

Wał przeciwpowodziowy zbudowany jest z nasypów składających się przeważnie z piasków gliniastych, piasków drobnych oraz glin i glin pylastych przewarstwionych piaskiem i żwirem. Nasypy wału przeciwpowodziowego leżą na gruntach rodzimych, którymi są osady rzeczne: piaski drobne oraz mady.

Na omawianym obszarze stwierdzono istnienie jednego zasadniczego poziomu wodonośnego związanego z serią czwartorzędowych żwirów i piasków. Wodę tego poziomu stwierdzono w większości sond penetracyjnych na głębokości $1,0\div 2,0$ m. Genezę występującej tu wody należy wiązać z jej boczną filtracją z rzek Wisły i Nowy Brzeń. Woda ta posiadała zwierciadło swobodne co pozwala stwierdzić, że w okresie silnego przyboru wód terasa rzeki Nowy Brzeń może być zalewowa.

Określenie przyczyn przerwania wału

Obwałowanie rzeki Nowy Brzeń doprowadziło do koncentracji wód wezbraniowych w stosunkowo wąskiej strefie międzywału. Jednocześnie skrócenie biegu rzeki przyczyniło się do zwiększenia spadku. W wyniku tych dwóch czynników wzrosła prędkość przepływu, oraz siły unoszenia a naprężenia w dnie znacznie przewyższyły opór aluwialnego podłoża. Efektem braku równowagi było zjawisko pogłębienia dna rzeki.

Analiza archiwalnych, szczegółowych materiałów kartograficznych z wybranych odcinków rzek na przedpolu Karpat z ostatnich 140 lat zezwoliła stwierdzić znaczne zmiany w przekrojach wybranych odcinków koryt Wisły, Soły, Raby, Dunajca, Sanu.

Na przykład w latach 1855 - 1977 koryto Wisły między Zawadką a ujściem Skawy w Kotlinie Oświęcimskiej zostało skrócone o około 12 km, co spowodowało wzrost spadku z 0,33 do 0,4‰. Największe zmiany spadków stwierdzono w odcinku Sanu pomiędzy Przemyślem a Radymnem. W tym odcinku jego bieg skrócono aż o 37 km, w wyniku czego nastąpiło zwiększenie spadku z 0,22 do 0,36‰ - tj. o 62% [Galarowski, Klimek, 1991].

W stosunkowo krótkim odcinku na którym nastąpiło przerwanie prawego wału rzeki Nowy Brzeń koryto w wyniku regulacji zostało skrócone o około 60 m, co spowodowało zwiększenie spadku z 1,02 do 1,42‰ - tj. o 39%.

Budowa geologiczna podłoża, przejście trasy wału przez starorzecze, znaczne podniesienie zwierciadła wody do wysokości około 5,0 m to czynniki

sprzyjające powstaniu warunków do wystąpienia przebicia hydraulicznego podłoża, co uznać należy za główną przyczynę przerwania wału.

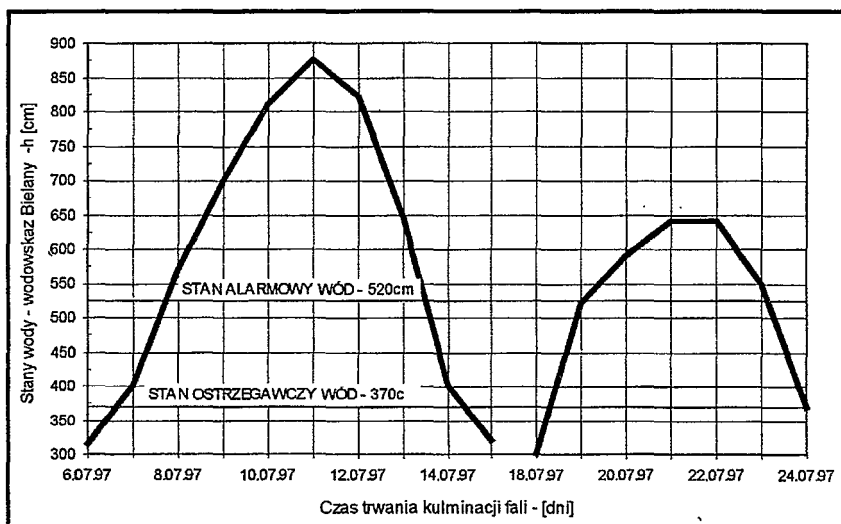
Badania makroskopowe gruntu w naturalnej odkrywce wykazały, że zarówno korpus wału jak i podłoże bezpośrednio pod wałem zbudowane są z gruntów pylastych i pylasto-gliniastych. Głębiej zalegają piaski i żwiry. Taka budowa geologiczna sprzyja występowaniu wód naporowych w podłożu wału przy stanach wysokich i powstawaniu kraterów w wyraźnie cienkich, słabo przepuszczalnych warstwach gruntów pylasto-gliniastych.

Czynnikiem sprzyjającym także przerwaniu wału jest zlokalizowany nieprawidłowo (prostopadle do wału) przejazd wałowy. Stwarzając przeszkodę dla płynącej z dużą prędkością wody, mógł spowodować powstanie wirów i rozmywanie skarpy.

Występujące w międzywałiu liczne kępy drzew w niewielkiej odległości od wału sięgając swoim systemem korzeniowym w podłoże, mogły przyczynić się do powstania uprzywilejowanych dróg filtracji pod wałem.

Skutki powodzi na obszarze województwa krakowskiego w lipcu 1997 r.

W czasie powodzi w lipcu 1997 r. na obszarze woj. krakowskiego nastąpiły znaczne szkody w infrastrukturze i rolnictwie. W okresie tym wystąpiły na Wiśle dwie fale wezbrań (rys.3).



Rys. 3. Przebieg wezbrań na Wiśle w czasie powodzi w lipcu 1997 r.

Pierwsza (07.07-14.07.1997) spowodowała między innymi podtopienie 25 wsi, uszkodzenie 200 km dróg, przerwanie wałów na długości 200 m w gminie Alwernia, oraz liczne przecieki.

Druga kulminacja fali powodziowej (19.07-24.07.1997) miała łagodniejszy przebieg i zezwoliła na wykonanie umocnień ochronnych i przystąpienie do usuwania skutków powodzi.

Na obszarze całego województwa ogólnie zostało uszkodzonych: 90,5 km dróg wojewódzkich, 487,7 km dróg gminnych i dojazdowych do pól, 18,9 km wałów przeciwpowodziowych, 80,0 km brzegów rzek oraz 1140 ha melioracji podstawowych [Raport, 1997]. Znaczne szkody powstały w rolnictwie. Powierzchnię obszarów zalanych podano w tabeli 1.

Tabela 1.

Powierzchnia obszarów zalanych i podtopionych na obszarze województwa krakowskiego [Raport, 1997].

Wyszczególnienie	Całkowita powierzchnia zalana [ha]	Pow. dotknięta klęską powodzi i nadmiernych opadów [ha]	% powierzchni dotkniętych klęską powodzi
Użytki rolne	213,277	10,034	4,7
w tym:			
- użytki zielone	40,288	4,500	11,2
- zboża	79,601	2,840	3,5
- ziemniaki	26,089	1,300	5,0
- kukurydza	3,205	107	3,2
- inne tj.: warzywa, tytoń, uprawy nasienne, sady	—	1,287	—

Całkowita powierzchnia użytków rolnych, które zostały dotknięte klęską powodzi i nadmiernych opadów wynosi 4,3% ogólnej powierzchni użytków, straty oszacowano na kwotę 11 330 tys. zł [Raport, 1997].

Wnioski

Od lat nie konserwowane wały w warunkach wystąpienia powodzi ulegają częstym przerwaniom, a skutki tych przerwań są katastrofalne dla obszarów rolniczych. Na obszarze południowej Polski powodzie występują na ogół w

okresie letnim, w pełni sezonu wegetacyjnego, co powoduje nieodwracalne straty w uprawach. Jak wykazała ostatnia powódź zniszczeniu uległa także infrastruktura wsi, budynki i zabudowania gospodarcze.

Organa administracji państwowej powinny wyciągnąć wnioski ze skutków powodzi i wyasygnować większe środki finansowe na przebudowę i konserwację istniejących obwałowań, nie tylko cieków głównych ale także przypisanych melioracjom podstawowym. Analiza zaistniałych awarii wałów wykazała, że głównymi przyczynami przerwań są:

- niewłaściwe posadowienie wałów, szczególnie w miejscach przekroczenia starorzeczy, połączenia wałów z wysokimi brzegami,
- brak odpowiedniej konserwacji i modernizacji,
- występowanie porostu skupisk drzew i krzewów w zawału, co stwarza utrudnienie swobodnego przepływu wody, powstawanie wirów oraz koncentrację strumieni o dużych prędkościach. System korzeniowy może sprzyjać infiltracji wody pod wałem,
- nieprawidłowe użytkowanie międzywali. Tereny te stanowią w znacznej mierze własność prywatną. Rolnicy prowadząc intensywną gospodarkę rolną powodują spulchnianie gruntów do stopy wałów, co stanowi zagrożenie ich stateczności w czasie przejścia wielkich wód,
- rozmycie wałów przez wodę dopływającą z zawału,
- nieprawidłowe prowadzenie tras wałów, projektowanych odcinkami stosownie do doraźnych potrzeb. Projekty robót regulacyjnych, które powinny uwzględniać warunki przepływu we wszystkich hydrologicznych fazach i stanowić jednolitą całość z obwałowaniami,
- niewłaściwe użytkowanie międzywali, a mianowicie wykorzystywanie ich jako terenów budowlanych na których wznoszone są budynki gospodarcze, a nawet mieszkalne,
- niedostateczna wysokość wałów i przelewanie się wezbranych wód przez ich koronę,

Literatura

- BIELAŃSKI A.K. 1997. *Materiały do historii powodzi w dorzeczu Górnej Wisły*, Monografie 217, Politechnika Krakowska.
- GALAROWSKI T., KLIMEK K. 1991. *Funkcjonowanie koryt rzecznych w warunkach zagospodarowania. Dorzecze Górnej Wisły cz. I.* pod red. I. Dynowskiej i M. Maciejewskiego, PWN; s.235-242.
- Powódź w lipcu 1970 r.* Instytut Gospodarki Wodnej 1972. Monografia. Wyd. Komunikacji i Łączności Warszawa.

Raport o skutkach powodzi na terenie województwa krakowskiego-powstałych w lipcu 1997 r. Wydział Rolnictwa i Rozwoju Wsi. Kraków 1997.

WIĘCŁAWIK ST. 1991. *Budowa Geologiczna. Dorzecze Górnej Wisły Cz. I.* pod red. I. Dynowskiej i M. Maciejewskiego. PWN; s:30-41.

Summary

Breaking of the flood embankments and its impact on the adjacent agricultural area. The flood embankments are the most popular means preventing the flood hazard especially in the wide, plain water basins. The flood embankments cut off the natural water retention of river basin and cause the acceleration of the flowing water between the flood embankments. The flood which occurred in June 1997 had an enormous spatial extent confining the regions from Karkonosze Mountain to Dunajec River basin. The flood wave peaks occurred many times and were accompanied by heavy rainfalls occurring sometime every day. The flood embankments which for years were not maintained and checked had been destroyed or damaged in many places. It caused the flood in the adjacent agricultural areas and the same destruction of local infrastructure.

An assessment of the reasons of flood embankment breaking can be important instruction for designers, builders and maintaining services.

Tadeusz Bednarczyk

Marek Tarnawski

Katedra Inżynierii Wodnej

Akademia Rolnicza w Krakowie

al. Mickiewicza 24/28

30-050 Kraków

WYZNACZENIE CZASU POJAWIENIA SIĘ PRZESIAKU PRZEZ WAŁ ZIEMNY Z UWZGLĘDNIENIEM FILTRACJI W STREFIE NIEPEŁNEGO NASYCENIA

DETERMINATION OF LEAKAGE TIME THROUGH LEVEES CONSIDERING UNSATURATED ZONE

Zbigniew Sroka

Katedra Mechaniki Budowli i Budownictwa Rolniczego
Akademii Rolniczej w Poznaniu

Wstęp

Czas pojawienia się przesiąku przez wał ziemny jest jednym z ważniejszych parametrów określających oddziaływanie zjawiska filtracji na budowlę. Filtracja odgrywa szczególną rolę gdy czas trwania wezbrania (piętrzenia) jest dłuższy niż czas przemakania wału.

Czas przesiąku zależy nie tylko od parametrów filtracyjnych ośrodka, z którego wał jest zbudowany lecz także od warunków początkowo-brzegowych. Warunek początkowy zdefiniowany jest rozkładem uwilgotnienia (lub ciśnień) w korpusie budowli w chwili rozpoczęcia obserwacji. Warunek brzegowy na skarpie odwodnej określa hydrogram stanów w czasie wezbrania lub przebiegu piętrzenia. Pozostałą część brzegu traktuje się jako nieprzepuszczalną. Niekiedy uwzględnia się jednak infiltrację wód opadowych lub parowanie terenowe. Wyznaczenie czasu przesiąku przez wał wymaga rozwiązania, co najmniej płaskiego w przekroju, zagadnienia filtracji nieustalonej. W podejściu klasycznym analizuje się wyłącznie strefę pełnego nasycenia. Takie sformułowanie prowadzi do zadań z ruchomym brzegiem (powierzchnia swobodna). Nowsze sformułowania problemu uwzględniają przepływ także w strefie niepełnego nasycenia [Neuman 1973, Zaradny 1990, Sroka 1996, du Plessis 1997].

Cel i metody badań

Modelowanie numeryczne (najczęściej za pomocą Metody Elementów Skończonych) stosowane jest coraz powszechniej do analizy nieustalonej filtracji przez wały. Praktyczna przydatność tych modeli ograniczona jest jednak

możliwościami ich tarowania. Z uwagi na skąpe z reguły informacje o obiekcie oraz prawie całkowity brak pomiarów wielkości opisujących przebieg procesu w czasie (zwykle jedynie hydrogram wezbrania oraz czas pojawienia się przesiąku), zestaw tarowanych parametrów należy ograniczyć do minimum, pozostawiając jedynie najistotniejsze. Celem pracy było przeprowadzenie analizy nieustalonej filtracji przez jednorodny wał posadowiony na podłożu nieprzepuszczalnym, której wyniki umożliwiłyby wskazanie tych parametrów. Za pomocą modelu numerycznego (MES) wykonano obliczenia czasu przesiąku przez wał zmieniając współczynnik filtracji, stopień anizotropii ośrodka oraz warunek początkowy. W celu weryfikacji otrzymanych wyników wykonano prosty eksperyment na modelu gruntowym podczas którego dokonano bezpośredniego pomiaru czasu przesiąku. Wyniki badań porównano z oszacowaniami uzyskiwanymi za pomocą wzorów przybliżonych [Wały przeciwpowodziowe.. 1983]).

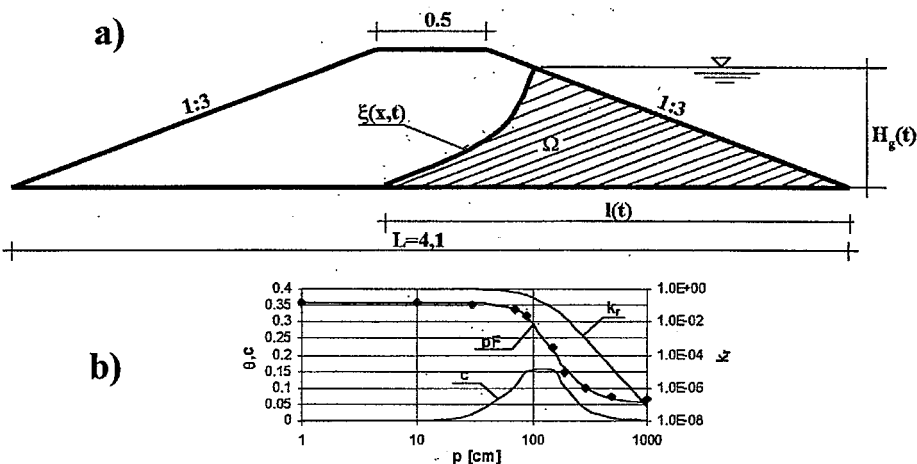
Numeryczny model filtracji przez wał

W klasycznym sformułowaniu z powierzchnią swobodną poszukuje się rozkładu wysokości piezometrycznych h , który w obszarze filtracji spełnia równanie ciągłości (1) oraz liniowe prawo filtracji Darcy'ego (2):

$$\operatorname{div}(\mathbf{q}) = 0 \quad (1)$$

$$\mathbf{q} = -\mathbf{K} \operatorname{grad}(h) \quad (2)$$

gdzie: $\mathbf{q}$ – wektor prędkości filtracji, $\mathbf{K}$ – macierz przewodności hydraulicznej. Obszar filtracji ograniczony jest ruchomą w czasie powierzchnią swobodną $\xi(x, t)$ (rys.1). Ruch tej powierzchni opisuje równanie różniczkowe, w którym jawnie jako zmienna występuje czas [Wosiewicz, Sroka 1992]. Układ krzywej depresji w chwili początkowej musi być znany. Równania (1),(2) oraz równanie ruchu powierzchni swobodnej są ze sobą powiązane a cały problem jest, ze względu na poszukiwaną funkcję h , nieliniowy. Rozwiązanie problemu uzyskać można wyłącznie przy pomocy metod numerycznych. Z uwagi na ruch powierzchni swobodnej obszar filtracji Ω ulega także zmianie w czasie. Stwarza to zawsze trudności obliczeniowe, gdyż w każdym kroku czasowym konieczna jest nowa dyskretyzacja w obszarze. Program obliczeń musi być wyposażony w generator siatki, zabezpieczony przed możliwością geometrycznej degeneracji w kolejnych krokach czasowych. Praktyka dowodzi, że opracowanie takiego generatora nie jest sprawą łatwą. Warto odnotować, że przedstawione sformułowanie klasyczne jest bezużyteczne dla zagadnień z wewnętrznymi strefami wysączania, gdy nachylenie krzywej depresji zbliżone jest do pionu lub w całym korpusie wału ciśnienia w porach są ujemne.



Rys1. (a) Przekrój prze wał, (b)charakterystyki gruntu
Fig.1.(a) Cross-section of a levee, (b) soil properties

Tych wad pozbawione są sformułowania uwzględniające przepływ także powyżej krzywej depresji. Przepływ wody gruntowej wolnej oraz wody w strefie nienasyconej są wzajemnie ze sobą powiązane, a obszar filtracji w ośrodku porowatym nie ogranicza powierzchnia swobodna (linia zerowych ciśnień). Przepływ w obydwu strefach (nasyconej i nienasyconej) można konsekwentnie opisać tymi samymi równaniami - równaniem ciągłości oraz równaniem definiującym prawo filtracji

$$\operatorname{div}(\mathbf{q}) = c \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3)$$

$$\mathbf{q} = -k_r(p) \mathbf{K} \operatorname{grad}(h) \quad (4)$$

gdzie k_r - relatywna przewodność hydrauliczna ($0 \leq k_r(p) \leq 1$), $p = h - z$ - wysokość ciśnienia w metrach (cm) słupa wody, w strefie nienasyconej przyjmuje wartości ujemne.

Funkcja pojemnościowa c opisuje zdolności ośrodka do retencjonowania wody uwzględniające sumarycznie ściśliwość wody, odkształcalność szkieletu gruntowego, oraz zmienne nasycenie. Jest ona nieliniową funkcją wysokości ciśnienia p . W strefie niepełnego nasycenia ściśliwość wody oraz ośrodka w porównaniu z różniczkową pojemnością wodną jest pomijalnie mała [Neuman 1973]. W strefie nasyconej wartości funkcji pojemnościowej są zawsze różne od zera jednak zdecydowanie mniejsze (kilkę rzędów) niż w strefie aeracji.

Po wstawieniu równania (4) do (3) otrzymujemy uogólnione równanie Richardsa. W przeciwieństwie do sformułowania klasycznego w obszarze Ω rozwiązać należy

teraz równanie nieliniowe lecz obszar przepływu jest znany - obejmuje cały korpus wału.

Rozwiązanie tak sformułowanego problemu uzyskać można w zasadzie wyłącznie z pomocą dyskretnych metod numerycznych. W niniejszej pracy, do analizy filtracji przez wał, zastosowano metodę elementów skończonych do aproksymacji w przestrzeni oraz niejawną schemat różnicowy do aproksymacji w czasie.

Dyskretyzację w obszarze filtracji przeprowadzono w sposób typowy dla MES jako iloczyn znanych funkcji bazowych oraz poszukiwanych, zmiennych w czasie, wartości funkcji h w węzłach ($\mathbf{H}$) podziału na elementy. Dyskretyzację różnicową w czasie pomiędzy chwilą t i $t+\Delta t$ przyjęto w postaci $\mathbf{H}(t) = (1-\theta)\mathbf{H}^t + \theta\mathbf{H}^{t+\Delta t}$.

Wprowadzono współczynnik wagowy $\theta=0,67$ co zapewnia stabilność obliczeń. Uwzględniając powyższe zależności, globalny układ równań MES można zapisać w postaci [Wosiewicz, Sroka 1992]

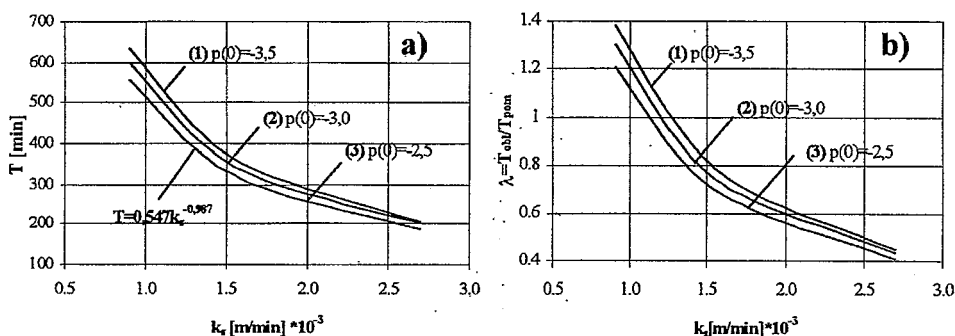
$$(\theta\mathbf{G}^t + \frac{1}{\Delta t}\mathbf{M}^t)\Delta\mathbf{H} = -\mathbf{P}^t - \mathbf{G}^t\mathbf{H}^t \quad (5)$$

gdzie: $\Delta\mathbf{H}$ -wektor przyrostów wysokości piezometrycznych w czasie Δt , $\mathbf{P}$ -wektor zasilania, $\mathbf{G}$ -globalna macierz wodoprzepuszczalności, $\mathbf{M}$ -macierz pojemnościowa. Dokonano linearyzacji problemu na kroku czasowym przyjmując wielkości niezbędne do zbudowania układu równań (5) z poprzedniego kroku czasowego.

Do obliczeń, według przedstawionego algorytmu, zastosowano własne oprogramowanie, w którym wykorzystano najprostsze, trójkątne elementy z liniowymi funkcjami bazowymi. Siatka podziału obszaru filtracji na elementy, zbudowana za pomocą dwustopniowego generatora (najpierw generowane były węzły wzdłuż konturu a następnie siatka wewnątrz obszaru), składała się z 1200 węzłów oraz 2116 elementów. Na skarpie odwodnej zadawano zmienną w czasie wysokość piezometryczną. W ciągu pierwszych pięciu minut symulacji wzrastała ona liniowo od zera do $H_g=0,50\text{m}$ i dalej utrzymywano ją na stałym poziomie (rys.1). Pozostałą część brzegu przyjęto jako nieprzepuszczalną. Symulację prowadzono do chwili zetknięcia się linii zerowych ciśnień ze skarpią odpowietrzną, uznając to za moment pojawienia się przesiąku.

Do obliczeń na modelu numerycznym przyjęto charakterystyki gruntu wyznaczone na podstawie krzywej retencyjnej dla piasku drobnego za publikacją [Reisenauer 1963]. Analityczną postać krzywej retencyjnej obliczono metodą Van Genuchtena [Olszta, Zaradny 1991] wyznaczając stałe metodą najmniejszych kwadratów. Uzyskane charakterystyki opisujące różniczkową pojemność wodną (c) oraz relatywną przewodność (k_r) pokazano na rys.1b.

Wykonano szereg symulacji zmieniając współczynnik filtracji przy pełnym nasyceniu ($9\cdot 10^{-4} \leq k_s \leq 2,7\cdot 10^{-3} \text{m/min}$) oraz uwilgotnienie korpusu wału w chwili

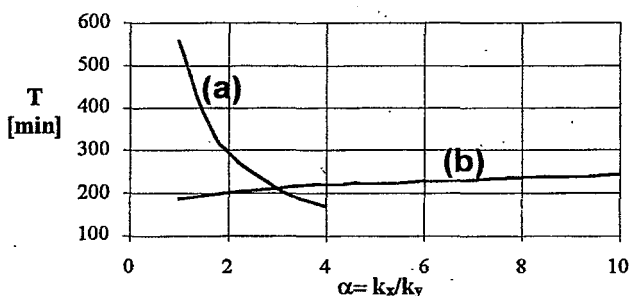


Rys.2. Czas przesiąku T a) oraz bezwymiarowy czas λ b) jako funkcja współczynnika filtracji k_s oraz rozkładu wysokości ciśnień w chwili początkowej $p(0)$

Fig.2. Time of leakage T a) and dimensionless time λ b) as a function of saturated permeability coefficient k_s and initial pressure distribution $p(0)$

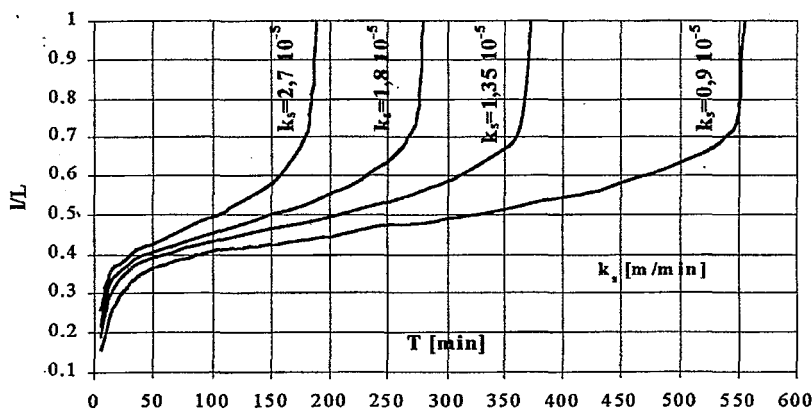
początkowej ($-3, 0 \leq p(0) \leq -2,5$ m). Badano także wpływ anizotropii ośrodka na czas pojawienia się przesiąku. Wyniki analiz w syntetyczny sposób przedstawia rys.2a oraz 2b. Pokazano zależność pomiędzy współczynnikiem filtracji k_s a czasem przesiąku T przy różnej wilgotności wału w chwili początkowej. Dla warunku początkowego $p(0) = -2,5$ m na podstawie wyników czterech symulacji aproksymowano zależność

$T(k_s)$ w postaci $T(k_s) = a k_s^{-b}$ uzyskując bardzo dobre dopasowanie. Rysunek 2b przedstawia te same zależności lecz czas przedstawiono w postaci bezwymiarowej. Punkty przecięcia krzywych z prostą $\lambda = 1.0$ wskazują takie wartości k_s , dla których uzyskuje się czas identyczny jak na modelu gruntowym. Biorąc oszacowania współczynnika filtracji ze wzorów Krügera oraz metodą Kamińskiego przy warunku początkowym $p(0) = -2,5$ m (takie jak w czasie eksperymentu) uzyskano czas przesiąku odpowiednio 158 i 280 min. Porównanie z czasem pomierzonym (460 min) wskazuje na konieczność tarowania modelu numerycznego. Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że współczynnik filtracji jest najistotniejszym parametrem modelu, który winien być określony podczas tarowania.



Rys.3 Czas przesiąku T jako funkcja współczynnika anizotropii $\alpha=k_x/k_y$
 Fig.3 Time of leakage as a function of anisotropy coefficient

Wpływ współczynnika anizotropii ośrodka $\alpha=k_x/k_y$ na czas przesiąku przedstawiają zależności na rys.3. Krzywa (a) przedstawia czas przesiąku T jako funkcję parametru α przy stałym $k_y=9 \cdot 10^{-6}$ m/s natomiast krzywa (b) przy stałej wartości $k_x=2,7 \cdot 10^{-5}$ m/s. Przebieg w czasie symulowanego na modelu numerycznym zjawiska dobrze charakteryzuje wykres przemieszczania się punktu przecięcia krzywej zerowych ciśnień z podstawą wału (rys.4). Prędkości przemieszczania się tego punktu są największe w początkowej i końcowej fazie procesu, natomiast zdecydowanie zmniejszają się w trakcie nasycania korpusu wału.



Rys.4 Położenie punktu przecięcia krzywej zerowych ciśnień z podstawą wału w czasie symulacji

Fig. 4 Displacement of crossing point of zero-pressure curve with the impervious layer

Model gruntowy

Model gruntowy wału odpowiadający analizowanemu modelowi numerycznemu usypano w wąskoprzestrzennym korycie wykonanym ze szkła organicznego [Walczak 1997]. Użyto piasku drobnego pozyskanego ze złoża naturalnego ($n=0.36$, podsiak kapilarny $h_c=0.6\text{m}$). Sypanie i zagęszczanie modelu przeprowadzono w taki sposób aby zapewnić stałą, możliwie małą, wilgotność w całym korpusie wału jako warunek początkowy a z drugiej strony łatwe zagęszczanie. Wilgotność gruntu wynoszącą 7,3% ($\theta=0.124$) oznaczono sondą Troxler. Współczynnik filtracji oszacowany na podstawie krzywej uziarnienia wg wzoru Krügera wyniósł $k_{21}=5,35\cdot 10^{-5}\text{m/s}$ a metodą Kamińskiego $k=3\cdot 10^{-5}\text{m/s}$. Eksperyment rozpoczęto napełniając w sposób nagły zbiornik górny i do końca symulacji utrzymywano w nim stały poziom. Mierzono czas pojawienia się przesiąku na skarpie odpowietrznej a później wielkość natężenia odpływu. Czas pojawienia się przesiąku przez wał wyniósł 460min. Symulację zakończono po 24 godzinach stwierdzając stały wydatek oraz stałą długość strefy wysączenia (ustalenie się procesu). Na podstawie pomierzonego wydatku, korzystając z uproszczonego sformułowania Dupuita, także wyznaczono współczynnik filtracji i wyniósł on $k_s=5,4\cdot 10^{-5}\text{m/s}$ (program UPROFIL [Rembeza 1993]). Jest to wartość bardzo zbliżona do obliczonej wzorem Krügera. Należy jednak pamiętać, że wydatek zmierzony w trakcie eksperymentu uwzględnia przepływ także w strefie nienasyconej (lewar kapilarny) czego nie obejmuje model Dupuit'a a zatem oszacowana wartość współczynnika filtracji jest w tym przypadku zawyżona.

W praktyce inżynierskiej czasy przesiąku przez wał szacuje się przybliżonymi formułami Thiema i Erba [Wały przeciwpowodziowe..1983]. We wzorach tych właściwości filtracyjne ośrodka opisane są dwoma parametrami – współczynnikiem filtracji k_s oraz jednostkową objętością porów wypełnionych powietrzem n_p . Wzory mają postać: $T=\beta n_p/k_s$ (jako β zapisano część formuły zależną jedynie od wielkości geometrycznych). Zauważyć należy, że w parametrze n_p zawarta jest informacja odpowiadająca warunkowi początkowemu. Uzyskane z modelu numerycznego rozwiązanie (rys.2) ma analogiczną postać. Obliczone wzorami przybliżonymi czasy przesiąku, dla wyznaczonych z pomiarów wartości współczynnika filtracji oraz wilgotności początkowej, mieszczą się w zakresie od 417 do 980 minut.

Podsumowanie i wnioski

Modele numeryczne są coraz szerzej stosowane do prognozowania czasu przesiąku przez wały. Z uwagi na specyfikę tego typu budowli (w odróżnieniu od

zapór piętrzą wodę tylko okresowo i pozbawione są urządzeń kontrolno pomiarowych) weryfikacja prognozy z przebiegiem rzeczywistego zjawiska filtracji jest mocno utrudniona.

Przeprowadzone badania i analizy pozwoliły na sformułowanie kilku wniosków dotyczących obliczania czasu przesiąku przez wały:

- przybliżone wzory Thiema oraz Erba dla niższych wałów wykonanych z gruntu o dużym podsiąku kapilarnym dają istotnie zawyżone czasy przesiąku (odnotowano to dla analizowanego modelu laboratoryjnego)
- w przypadku ośrodka ortotropowego na czas przesiąku wpływa istotnie jedynie wartość współczynnika filtracji w kierunku poziomym (k_x)
- błędy określenia warunku początkowego (wilgotności korpusu wału w chwili początkowej) w znacznie mniejszym stopniu niż współczynnik filtracji wpływają na obliczany czas przesiąku.

Literatura

NEUMAN S.P. 1973. *Saturated-unsaturated seepage by finite elements*. J.Hydr.Div. pp.2233-2250.

OLSZTA.W, ZARADNY H. 1991. *Pomiarowe i obliczeniowe metody określania współczynnika przewodności hydraulicznej gleb przy niepełnym nasyceniu*. Inst.Mel.Użytk.Ziel. Falenty.

PLESSIS P. 1997. *Fluid Transport in Porous Media*. Comp.Mech.Publ. Southampton. Boston

REISENAUER A.E. 1963. *Methods for solving problems of multidimensional, partially saturated steady state flow in soils*. J.Geoph.Res.68.pp 5725-5733

REMBEZA L., 1993 [w], *Komputerowe obliczenia Hydrauliczne dla Budownictwa wodno-melioracyjnego*, red. Wosiewicz B., Wyd. AR-Poznań

SROKA Z., WOSIEWICZ J.B., 1996. *Seepage through earth dams regarding unsaturated zone*. Problems of Hydroengineering 6-th Conference. Pr.Nauk.Inst.Geot.Hydr.Pol.Wrocł. 71 pp328-335.

WALCZAK M. 1997. *Wyznaczenie czasu pojawienia się przesiąku przez wał z uwzględnieniem strefy niepełnego nasycenia*. Praca magisterska AR Poznań. (promotor Z.Sroka)

Wały przeciwpowodziowe – wytyczne instruktażowe projektowania. 1983. red. Żbikowski A.

WOSIEWICZ B., SROKA Z. 1992. *Komputerowe obliczenia filtracji dla budownictwa wodno-melioracyjnego*. WNT Warszawa

ZARADNY H. 1990. *Matematyczne metody opisu i rozwiązań zagadnień*

*przepływu wody w nienasyconych i nasyconych gruntach i glebach. PAN Inst. Bud.
Wodn. Gdańsk*

Summary

Determination of leakage time through levees considering unsaturated zone.

Results of calculations and measurements of leakage time through levees located on impervious layer are presented. Numerical models considering saturated-unsaturated seepage have been used for parameter analysis. The results of calculations have been discussed and compared with experimental data and results obtained with simplified formulas.

Zbigniew Sroka

Katedra Mechaniki Budowli i Budownictwa Rolniczego

Akademia Rolnicza w Poznaniu

ul. Mazowiecka 26,

60-623 Poznań

WYMIAROWANIE URZĄDZENIA DO PODZIEMNEGO ROZSĄCZANIA ŚCIEKÓW PO OSADNIKU GNILNYM

DESIGN INSTALATION TO SUBSURFACE SEWAGE DISPOSAL SYSTEMAFTER SEPTIC TANK

Marek Kalenik

Zakład Wodociągów i Kanalizacji Wiejskich
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska
SGGW w Warszawie

Wstęp

Gwałtowny rozwój wodociągów wiejskich spowodował znaczny wzrost ilości ścieków z gospodarstw wiejskich a brak środków na budowę zbiorowych systemów kanalizacji szczególnie na terenach o zabudowie rozproszonej przyczynił się w ostatnich latach do zainteresowania budową indywidualnych systemów asenizacji

Poniżej zostaną omówione najważniejsze wymagania dotyczące wymiarowania urządzenia do podziemnego rozsączania wstępnie oczyszczonych ścieków bytowo-gospodarczych w osadniku gnilnym z uwzględnieniem dopuszczalnych obciążeń hydraulicznych, przepuszczalności gruntu (współczynnika filtracji gruntu) i obciążeń ładunkami zanieczyszczeń.

Celem artykułu jest porównanie polskich wytycznych wymiarowania urządzenia do podziemnego rozsączania ścieków z wytycznymi wymiarowania w niektórych krajach zachodnich (USA, Francji, Szwecji). W zakres artykułu wchodzi zestawienie metod wymiarowania drenażu rozsączającego.

Drenaż rozsączający

Drenaż rozsączający jest to urządzenie do rozprowadzania ścieków bytowo-gospodarczych wstępnie oczyszczonych w osadnikach gnilnych. W wyniku przesączania się przez naturalne warstwy gruntu ścieki ulegają procesom doczyszczania biologicznego pod wpływem bakterii aerobowych i

mikroorganizmów, które pobierają tlen z powietrza znajdującego się w glebie. Natomiast drobne zawiesiny stałe i koloidalne są zatrzymywane na powierzchni ziaren piasku. Przy czym część ścieków jest pobierana przez korzenie roślin, część podnosi się ku powierzchni terenu wskutek kapilarności gleby, gdzie podlega procesom parowania, pozostała ilość infiltruje do wód podziemnych. Układ urządzeń do indywidualnej asenizacji z drenażem rozsączającym jest pokazany na rysunku 1.

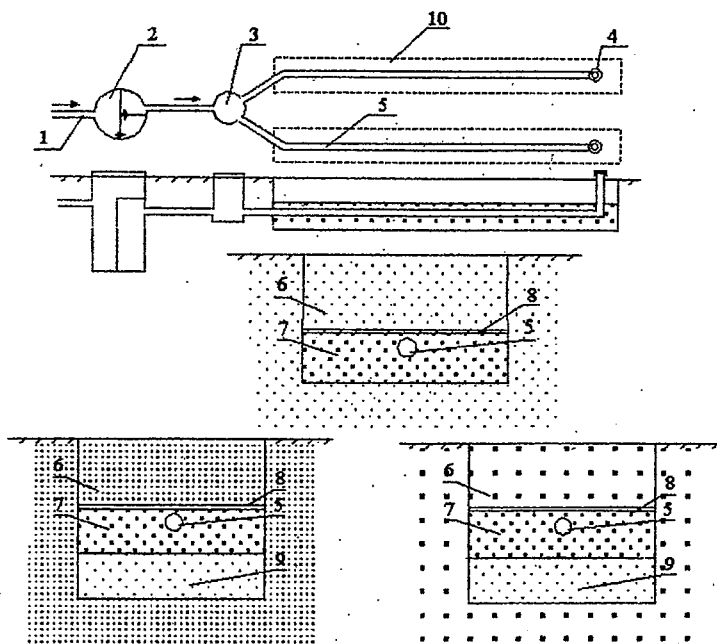
W osadniku gnilnym zachodzą procesy sedymentacji i flotacji, które powodują zatrzymywanie stałych zanieczyszczeń, oraz zachodzą procesy biologiczne beztlenowego rozkładu osadów zgromadzonych na dnie zbiornika. Tabela 1 zawiera uzyskane z literatury zagranicznej i polskiej wyniki badań oczyszczania ścieków w osadnikach gnilnych [Laak 1986, Salvato 1992, Osnulska-Mróż 1996].

Wskaźnik zanieczyszczenia (tabela 1) BZT₅ w odpływie z badań amerykańskich, francuskich i polskich jest porównywalny. Natomiast zawiesina ogólna w odpływie według badań polskich znacznie odbiega od badań amerykańskich i francuskich. Jest zdecydowanie za duża. Należy usprawnić konstrukcję polskich osadników, żeby więcej zatrzymywały zawieszin, ponieważ zbyt duża zawartość zawiesziny w ściekach rozsączanych, powoduje przyspieszenie kolmatacji gruntu pod drenażem rozsączającym a przez to zmniejsza się okres prawidłowego funkcjonowania urządzenia.

Porównując wskaźniki zanieczyszczeń na odpływie osadnika gnilnego z polską normą [Rozp. 1991] (tabela 1) wszystkie wartości są przekroczone kilka razy.

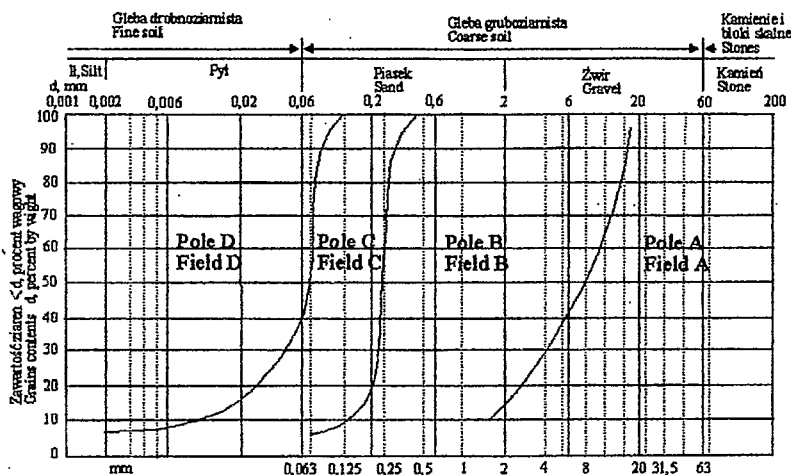
Złoże rozsączające [Błażejewski 1996, Grabarczyk 1996, Heidrich, Tabernacki, Sikorski 1984, Heidrich 1995, Laak 1986, Salvato 1992, Poradnik 1990] składa się z tłucznia kamiennego lub płukanego żwiru o średnicy 15-40 mm. Grubość jego przyjmuje się 30-35 cm, szerokość 50-120 cm. Warstwa oddzielająca (-8) chroniąca złoże rozsączające przed zamuleniem może być wykonana z włókniny filtracyjnej lub 5 cm warstwy słomy.

Przewody rozsączające wykonywane są ze sztywnych rur PCV o średnicy 8-10 cm, w których nawierca się okrągłe otwory o średnicy 8-10 mm w odstępach co 20 cm. Spadek przewodu rozsączającego wynosi 5-10‰. Rozstaw przewodów rozsączających przyjmuje się 2-3 m, a głębokość ułożenia przewodów rozsączających zależy od głębokości przemarzania gruntu, ale nie może przekroczyć 1-1,2 m. W celu zapewnienia wentylacji złoża rozsączającego i odpowietrzenia drenażu na końcach ciągów rozsączających należy zainstalować rury wywiewne z otworami wywiewnymi wyniesionymi min. 0,5 m nad poziom terenu.



Rys.1. Schemat drenażu rozsączającego
1-przewód doprowadzający, 2-osadnik gnilny, 3-dozownik, 4-rury wywiewne, 5-przewód rozsączający, 6-grunt rodzimy, 7-złoże rozsączające, 8-warstwa oddzielająca, 9-warstwa wspomagająca, 10-powierzchnia infiltracji ścieków.

Fig.1 Scheme subsurface sewage disposal system
1-pipe, 2-septic tank, 2-volume feeder, 4-aeration, 5- drainage, 6-filling, 7-seepage bed, 8-separate layer, 9-assist layer, 10- infiltration sewage surface.



Rys. 2. Diagram rozkładu wielkości ziaren wg. wymagań dla pól A i B [12]
Fig. 2 Diagram distribution quantity greins

Tabela 1\Table 1

Efekty oczyszczania ścieków w osadnikach gnilnych i dopuszczalne wartości zanieczyszczeń w ściekach wprowadzanych do ziemi wg Rozp 1991 [Laak 1986, Salvato 1992, Osnulska-Mróż 1996]

Effects sewage treatment in septic tank [Laak 1986, Salvato 1992, Osnulska-Mróż 1996]

Wskaźnik zanieczyszczenia Index pollutants	Wartości średnie na podstawie wyników badań Average value of results						
	USA		francuskich French		polskich Polish		
	dopływ inflow	odpływ outflow	dopływ inflow	odpływ outflow	dopływ inflow	odpływ outflow	wg rozp. acc norm
BZT ₅ [mg O ₂ /l] BOD ₅	210-530	120-200	270-400	140-175	240	184	30
ChZT [mg O ₂ /l] COD	680-780	200-320	b.d.	b.d.	660	460	150
Zawiesiny ogólne [mg/l] General suspensions	300-600	39-90	300-400	45-65	557	304	50
Azot: Nitrogen							
• ogólny [mg N/l] general	35-100	25-60	100-150	50-60	86	44	30
• amonowy [mg NH ₄ /l] ammonia	7-40	20-60	60-120	30-60	38,8	36,5	6
• azotanowy [mg NO ₃ /l] nitrate	< 1	< 1	1	1	b.d.	b.d.	30
Fosfor ogólny [mg P/l] General phosphor	10-27	10-30	10-40	10-30	15,4	14,5	5
Liczba bakterii coli typu kałowego [100ml] Fecal coliform	10 ⁶ -10 ¹⁰	10 ³ -10 ⁶	10 ⁶ -10 ⁸	10 ³ -10 ⁶	b.d.	b.d.	b.d.

Drenaż rozsączający może być stosowany tylko tam gdzie zwierciadło wody gruntowej w najwyższym położeniu znajduje się na głębokości $\geq 1,5$ m mierząc od dna wykopu drenażu rozsączającego (Rozp 1991) i gdy krzywa uziarnienia gruntu znajduje się w polu B lub C (rys.2 wg zaleceń szwedzkich). W przypadku gdy grunt jest zbyt gruboziarnisty to znaczy, część krzywej uziarnienia gruntu znajduje się w polu A a część krzywej uziarnienia w polu B lub gdy grunt jest zbyt drobnoziarnisty to znaczy, część krzywej uziarnienia gruntu znajduje się w polu C a część krzywej uziarnienia w polu D to w drenażu rozsączającym należy zastosować warstwę wspomagającą (- 9). Natomiast gdy krzywa uziarnienia gruntu znajduje się w polu C lub w polu D to grunt nie nadaje się do zastosowania drenażu rozsączającego.

Tabela 2\Table 2

Dopuszczalne obciążenie hydrauliczne gruntu odbierającego
wstępnie oczyszczone ścieki bytowo-gospodarcze [Poradnik 1990]
The permitted of hydraulic load soil waste water [Handbook 1990]

Położenie krzywej uziarnienia gruntu względem pól B i C na rys.2. The position curve of grain size distribution relative field B and C in fig.2.	Dopuszczalne obciążenie hydrauliczne [$\text{dm}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$] The permitted of hydraulic load
Krzywa uziarnienia przebiega w polu B. The curve of grain size distribution is run in field B.	50-60
Krzywa uziarnienia przebiega głównie przez pole B, lecz jej niewielka część przez pole C ($d_{50} > 0,25$, $d_{10} > 0,06$) The curve of grain size distribution is run main thruough field A but it little part is run through field C.	≤ 40
Krzywa uziarnienia przebiega głównie lub całkowicie przez pole C The curve of grain size distribution is run main through field C.	≤ 30

Do określenia przydatności gruntu do infiltracji ścieków i dopuszczalnego obciążenia stosuje się test przesiąkliwości i krzywą uziarnienia gruntu. W tabeli 2 podano zalecenia szwedzkie odnośnie dopuszczalnych obciążeń hydraulicznych gruntu i jego rodzaju. Natomiast tabela 3 zawiera zestawienie zaleceń amerykańskich. W tabelach 4 i 5 zostały przedstawione zalecenia polskie.

Dopuszczalne obciążenia hydrauliczne (tabela 2, 3, 4, 5) dla piasków średnich i drobnych według zaleceń amerykańskich i szwedzkich są zbliżone. Natomiast według zaleceń amerykańskich w żwirach i piaskach grubych drenaż nie jest stosowany a według zaleceń szwedzkich i polskich to w piaskach grubych i żwirach stosowane są największe dopuszczalne obciążenia hydrauliczne. W polskich

zaleceniach obciążenia hydrauliczne przyjmuje się dla danej kategorii gruntu a nie dla danego rodzaju gruntu jak to jest w zaleceniach amerykańskich.

Obciążenia hydrauliczne drenażu rozsączającego według zaleceń polskich określa się w odniesieniu do 1m długości drenu [Album 1990, Heidrich, Tabetnacki, Sikorski 1984]. Natomiast w zaleceniach szwedzkich i amerykańskich w odniesieniu do 1m² obliczonej powierzchni infiltracji ścieków [Laak 1986, Salvato 1992, Poradnik 1990, Osmulska-Mróż 1996].

Według zaleceń polskich łączną długość drenażu ustala się ze wzoru (1) [Album 1990, Heidrich, Tabetnacki, Sikorski 1984]:

$$L = \frac{Q}{q_d} \quad (1)$$

gdzie:

L - łączna długość drenów [m]

Q - maksymalny dopływ ścieków [m³/d]

q_d - obciążenie hydrauliczne drenów [m³/d·m]

W zaleceniach zagranicznych podstawowym parametrem do projektowania drenaży rozsączających jest powierzchnia infiltracji ścieków [Heidrich, Tichonczuk 1995, Laak 1986, Salvato 1992, Poradnik 1990, Osmulska-Mróż 1961], a nie długość drenażu. Powierzchnię infiltracji ścieków określa się za pomocą wzoru (2) [Laak, Osmulska-Mróż 1996]:

$$F = \frac{Q}{q_F} \quad (2)$$

gdzie:

F - powierzchnia dna drenażu rozsączającego [m²]

Q - dopływ ścieków do drenażu [m³/d]

q_F - dopuszczalne obciążenie hydrauliczne [m³/m²·d]

Tabela 3\Table 3

Zalecane obciążenia hydrauliczne drenaży rozsączających i hydrauliczna charakterystyka gruntu wg danych amerykańskich [Błażejowski 1996 Osmulska-Mróż 1996]

Recommend hydraulic load for subsurface sewage disposal system and hydraulic characteristic of soil according to USA data [Błażejowski 1996 Osmulska-Mróż 1996]

Rodzaj gruntu Soil kind	Prześlakliwość [min/cm] Percolation	Prędkość filtracji [cm/h] Filtration speed	Dopuszczalne obciążenie hydrauliczne [dm ³ /m ² ·d] The permitted of hydraulic load
1	2	3	4
Żwir i gruby piasek Gravel and coarse sand	< 0,4	> 150	-
Piasek gruby do średniego Coarse sand to average	0,4-2	150-30	48
Piasek drobny i gliniasty Faine sand and clayey	2,5-6	24-10	32
Gлина piaszczysta i glina Sandy clay and clay	6,5-12	9-5	24
Gлина i glina pylasta Clay and dusty clay	12,5-24	4,5-2,5	18
Gлина pylasta ciężka i bardzo ciężka Dusty clay heavy and very heavy	24,5-48	2,4-1,25	8
Ил Silt	> 48	< 1,25	-

Tabela 4\Table 4

Klasyfikacja gruntów ze względu na przepuszczalność określona na podstawie testu przepuszczalności wg zaleceń polskich [Album 1990]
 Classification soils of aperculation defined by test percolation according to Polish recommendations [Album 1990]

Kategoria gruntu Soil class	Rodzaj gruntu Soil kind	Czas wsiąkania 12,5 dm ³ wody w min Percolate tim 12,5 dm ³ water in minute	Przepiękliwość [min/cm] Perco- lation
A - grunt o bardzo dobrej przepuszczalności A- soil very good permeability	pospółki, żwiry, grube piaski gravel, coarse sand	< 20	< 1,4
B - grunt o dobrej przepuszczalności B - soil good permeability	średnie i drobne piaski oraz piaski gliniaste medium sand , fine sand, clay sand	20-30	1,4-2,1
C - grunt o umiarkowanej przepuszczalności C - soil moderate permeability	gliny piaszczyste sandy clay	30-180	2,1-12,8
D - grunt o złej przepuszczalności D - soil low permeability	gliny, ily z domieszką piasku, żwiru itp. clay, silt with admixture sand, gravel	> 180	> 12,8

Tabela 5\Table 5

Obciążenia hydrauliczne drenażu rozsączającego wg zaleceń polskich [Album 1990, Grabarczyk 1996]

The hydraulic load for subsurface sewage disposal system according to Polish recommendations[Album 1990, Grabarczyk 1996]

Rodzaj drenażu rozsączającego Subsurface sewage disposal system kind (wg. rys1) (according to fig.1)	Głębokość zalegania wody gruntowej poniżej drenażu [m] Depth deposition underground water under drainage [m]	Obciążenie hydrauliczne sieci ciągów rozsączających [dm ³ /m·d] Hydraulic load of drainage		
		Rodzaj gruntu z tab. 4 Soil kind with table 4		
		A	B	C
Bez warstwy wspomagającej Without assist layer	1,0-1,5	12-16	6-12	4-8
	>1,5	15-25	12-20	6-10
Z warstwą wspomagającą With assist layer	1,0-1,5	-	< 25	< 17
	1,5-2,0	-	< 25	< 19
	>2,0	-	< 25	< 21

Przykład obliczeniowy

Wykorzystując zalecenia polskie (wzór 1 i tabela 5, 4) i amerykańskie (wzór 2 i tabela 3) przeprowadzono obliczenia dla trzech rodzajów gruntów: piasku grubego, piasku średniego i gliny piaszczystej.

Przyjęto następujące założenia do przykładu obliczeniowego:

- dopływ ścieków do drenażu rozsączającego wynosi $150 \text{ dm}^3/\text{M} \cdot \text{d}$ (Heidrich, Tichonczuk 1995) a w domu mieszka 5 osób,
- długość jednego ciągu wynosi 15 m,
- szerokość warstwy rozsączającej $\approx 0,90 \text{ m}$

Przy takich założeniach przeprowadzono obliczenia, a wyniki zestawiono w tabeli 6.

Tabela 6\Table 6

Obliczona ilość ciągów rozsączających wg zaleceń polskich i amerykańskich
Calculation quantity path filtration according to Polish and USA recommendations.

Rodzaj gruntu Soil kind	Ilość ciągów rozsączających. Quantity path filtration.	
	Wg zaleceń polskich According to Polish	Wg zaleceń amerykańskich According to USA
Piasek gruby Coarse sand	3	1
Piasek drobny Faine sand	4	2
Gлина piaszczysta Sandy clay	6	3

Według wyżej przedstawionych zaleceń amerykańskich ilość ciągów rozsączających dla tych samych rodzajów gruntów i tej samej ilości dostarczanych ścieków jest dwa razy mniejsza.

Podsumowanie

Po przeanalizowaniu zasad wymiarowania drenażu rozsączającego według zaleceń polskich i zagranicznych widzimy znaczące rozbieżności. W drenażu rozsączającym należy bardziej sprecyzować wymiarowanie szerokości warstwy rozsączającej i rozstawę przewodów rozsączających. Należy usprawnić rozwiązania konstrukcyjne osadników gnilnych, ponieważ na odpływie wskaźniki zanieczyszczeń nie są zgodne z polskimi zaleceniami (Rozp. 1991) i skuteczności zatrzymywania

zawiesiny ogólnej jest mała, a która powoduje przyspieszenie kolmatacji warstwy filtracyjnej w urządzeniu rozsączającym. Przeprowadzony przykład obliczeniowy pokazuje, że przy stosowaniu zaleceń amerykańskich ilość ciągów rozsączających jest o połowę mniejsza niż przy zaleceniach polskich. Biorąc pod uwagę koszty budowy urządzenia to metoda amerykańska jest lepsza.

Literatura

- [1] *Album wzorcowych rozwiązań odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków bytowo - gospodarczych z wiejskich gospodarstw zagrodowych*. Falenty IMUZ, 1990.
- [2] BŁAŻEJEWSKI R.: *Przydomowe oczyszczalnie ścieków*. Ośrodek Doradztwa Rolniczego w Zarzewie, Włocławek 1996.
- [3] BŁAŻEJEWSKI R., 1995: *Lokalne uwarunkowania budowy przydomowych oczyszczalni ścieków*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr 1.
- [4] BŁAŻEJEWSKI R.: *Przegląd technologii i technik indywidualnego oczyszczania ścieków - zasady projektowania , budowy i eksploatacji*. Poradnik inwestora i użytkownika. Małe, indywidualne systemy oczyszczania ścieków bytowo - gospodarczych. Poznań - Kiekrz 1996.
- [5] BŁAŻEJEWSKI R., ŻYTYŃSKI W.: *Ocena przydatności terenów do podziemnego rozsączania ścieków*. Poradnik inwestora i użytkownika. Małe, indywidualne systemy oczyszczania ścieków bytowo - gospodarczych. Poznań - Kiekrz 1996.
- [6] GRABARCZYK C.: *Urządzenia kanalizacji zagrodowej*. Ochrona i zrównoważony rozwój środowiska wiejskiego. Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1996.
- [7] HEIDRICH Z. 1982: *Ekonomiczna efektywność kanalizacji bezodpływowej na terenach wiejskich*. Wiadomości IMUZ, tom 14, z. 4.
- [8] HEIDRICH Z., TABERNACKI J., SIKORSKI M. : *Wiejskie oczyszczalnie ścieków*. Arkady, Warszawa 1984.
- [9] HEIDRICH Z., TICHONCZUK P.: *Wstępne zasady projektowania przydomowych oczyszczalni ścieków*. PZiITS, Warszawa - Poznań 1995.
- [10] LAAK R.: *Wastewater engineering design for unsewered areas*. Technomic Publishing Company. Lancaster - Basel. 1986.
- [11] SALVATO J. A.: *Environmental engineering and sanitation*. John Wiley & Sons, Inc. 1992.
- [12] *Małe oczyszczalnie ścieków*. Szwedzki Urząd ochrony Przyrody. Poradnik 1990. Tłumaczenie.

- [13] OSMULSKA - MRÓZ B. *Lokalne systemy unieszkodliwiania ścieków*. Poradnik. Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa 1996.
- [14] SIKORSKI M.: *Uregulowania prawne i kierunki rozwiązań technicznych w zakresie zagrodowych oczyszczalni ścieków*. Ochrona i zrównoważony rozwój środowiska wiejskiego. Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1996.
- [15] Katalogi firmy SOTRALENTZ.
- [16] Rozporządzenie MOŚZNiL w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub do ziemi. Dz. U. Nr 116, poz 503, 1991.

Summary

Design instalation to subsurface sewage disposal system after septic tank. Polish and foreign design and construction instructions for subsurface sewage disposal system after septic tank are presented in this paper. The permitted quantity of hydraulic loads, permeability of soil and pollution loads are included. Divergence between Polish and foreign design instructions as one as changes proposed to be introduce some instructions are mentioned.

Marek Kalenik
Zakład Wodociągów i Kanalizacji Wiejskich
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW
ul. Nowoursynowska 166
02-787 Warszawa

BUDOWA STANOWISKA DO BADAŃ OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW NA ZRASZANYM ZŁOŻU Z TWORZYW SZTUCZNYCH

DESIGN OF A STATION FOR SEWAGE TREATMENT ON A PLASTIC TRICKLING FILTER

Jan Klugiewicz, Iwona Klugiewicz

Katedra Inżynierii Sanitarnej i Wodnej

Akademia Techniczno- Rolnicza, Bydgoszcz

Wstęp

Oczyszczanie ścieków przed ich odprowadzeniem do odbiorników jest obecnie konieczne, gdyż w przeciwnym przypadku stosowane są sankcje karne, a ponadto wzrosła istotnie świadomość społeczeństwa doświadczonego skutkami minionego okresu w postaci zanieczyszczonych dużych rzek i jezior. Mniejsze cieki i zbiorniki wodne ulegają również coraz większemu zanieczyszczaniu po wzroście zwodociągowania małych miejscowości i ilości odprowadzanych ścieków.

Istnieje celowość poszukiwania oraz doskonalenia technologii i urządzeń do oczyszczania zwłaszcza małych ilości ścieków pochodzących z budynków o rozproszonej zabudowie, gdzie zastosowanie dużych zbiorczych oczyszczalni ścieków jest znacznie ograniczone względami ekonomicznymi. Nadmienia się, że dla tych warunków zostały opracowane oczyszczalnie zespolone z tarczowymi złożami biologicznymi (TZB) najczęściej produkowane w wersji kontenerowej [Klugiewicz J, Klugiewicz I, 1996, 1998]. Można również stosować złoża zraszane o różnych wypełnieniach: koks, węgiel brunatny, aktywny i antracyt, torf, tufy wulkaniczne, pakiety z tworzyw sztucznych [Klugiewicz 1997; Roman 1986; Piotrowski, Roman 1974; Gromiec 1975].

Tradycyjne wypełnienia charakteryzują się małą porowatością (49-50%) natomiast nowoczesne wypełnienia z tworzyw sztucznych posiadają porowatość 94-97%. Pozwalają one również na zastosowanie lekkich konstrukcji obudowy i dna.

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie konstrukcji stanowiska badawczego, w którym zastosowano złożo zraszane wykonane w całości z tworzyw sztucznych, charakteryzujące się odpornością na korozję i rozkład biologiczny oraz małym ciężarem i kosztem budowy, gdyż wykonany został z materiałów odpadowych.

Krótką charakterystyka złóż zraszanych

Zbudowane (1893 r) w Anglii złoże zalewane o cyklicznej pracy charakteryzowały się niską sprawnością i pewnością działania, gdyż powodowały niewielką redukcję zanieczyszczeń i dość często zatykały się zawiesiną zawartą w ściekach i resztkami błony biologicznej. Corbet udoskonalił działanie złóż poprzez rozdeszczowanie (zraszanie) ścieków nad złożem oraz ciągly ich przepływ wraz z powietrzem. Były one w następnych latach modernizowane pod względem technologii oczyszczania, a zwłaszcza konstrukcji obudów i wypełnień złoża, a także powstał nowy rodzaj tarczowych złóż biologicznych, obrotowych.

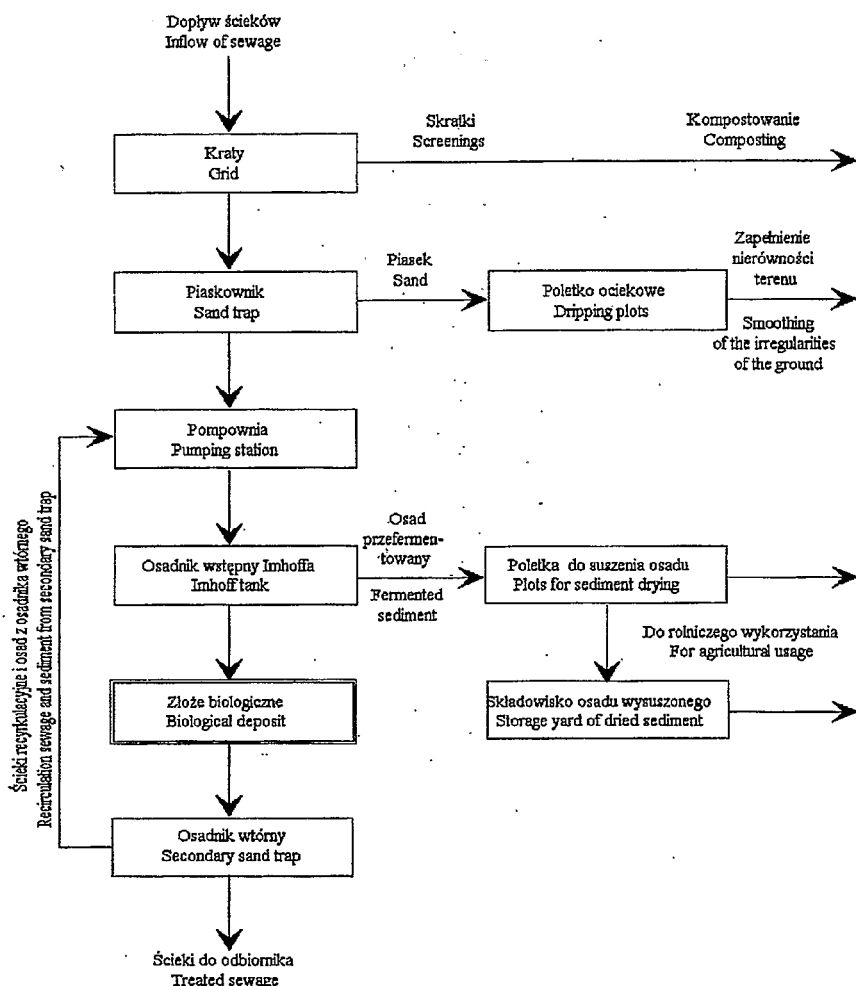
Wspólną cechą tych złóż jest wytworzenie się po kilkutygodniowym okresie wpracowania 2-3 mm grubości błony biologicznej na poszczególnych elementach wypełnienia. Składa się ona z licznych mikroorganizmów będących zgrupowaniem bakterii, grzybów, glonów, pierwotniaków i niektórych organizmów wyższych, które w warunkach tlenowych adsorbują zanieczyszczenia organiczne zawarte w ściekach. Podczas pracy złoża zraszanego część mikroorganizmów obumiera w wyniku naturalnych procesów starzenia, zaś inne namnażają się przejmując funkcję poprzedników - które ulegają utlenieniu bądź wymyciu ze złoża wraz z infiltrującymi ściekami, a następnie są zatrzymywane w osadniku wtórnym.

Należy stwierdzić, że biologiczne złoże zraszane stanowią zazwyczaj jeden z elementów mechaniczno - biologicznej oczyszczalni ścieków i są zlokalizowane w schemacie technologicznym jak na rysunku 1 [Roman 1986; Piotrowski, Roman 1974; Gromiec 1975; Kalisz 1973].

Schematy technologiczne i konstrukcyjne stanowiska badawczego

W ramach prowadzonych badań nad oczyszczaniem ścieków możliwe było włączenie do istniejącego układu technologicznego (rys. 2) przepompowni ścieków "Kapuściska " Miejskich Wodociągów i Kanalizacji w Bydgoszczy dodatkowego układu w postaci Terenowej Stacji Badawczej nr 2 Katedry Inżynierii Sanitarnej i Wodnej ATR (foto.1) W tej Stacji wcześniej była badana nasza kontenerowa oczyszczalnia ścieków wg patentu 141053, a od IV kwartału 1996 r. trwają badania i modernizacja złoża zraszanego.

Szczegółową konstrukcję stanowiska ze złożem zraszanym umieszczonym w budynku (foto.1) przedstawiono na rysunku 3, natomiast parametry zastosowanego wypełnienia scharakteryzowano w tabeli 1.

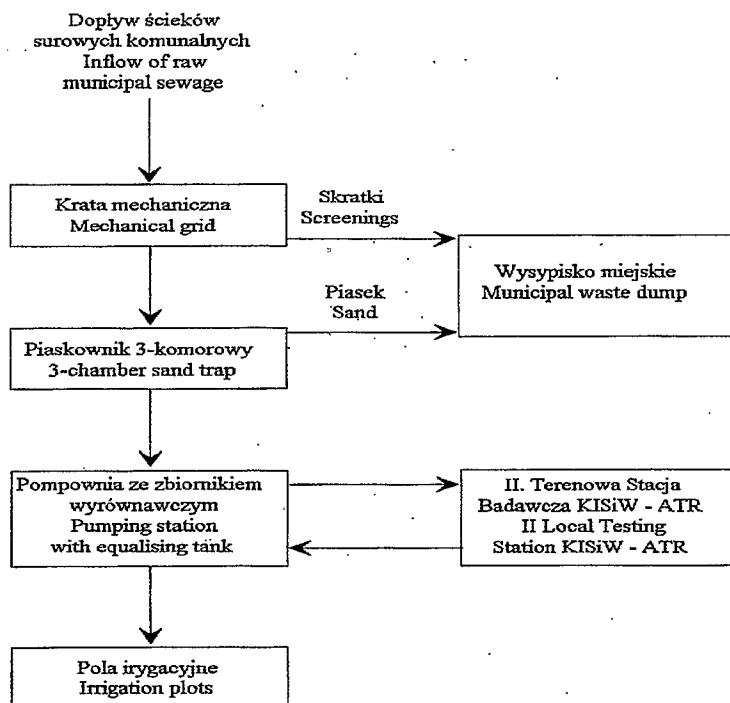


Rys. 1. Lokalizacja źródeł biologicznych w schemacie technologicznym mechaniczno-biologicznej oczyszczalni ścieków

Fig. 1. Position of biological deposits in a technological scheme of a mechanical-biological sewage treatment plant

W uzupełnieniu można dodać, że złoże wykonano z odpadowych rur z PCV o różnej średnicy i grubości ścianek oraz długości 0,8-1,2 m, które pocięto na pierścienie (tab. 1). Po wykonaniu pomiarów średnic, grubości ścianek i długości pierścieni oraz ich zważeniu wprowadzono je do kolumny z rury PCV o średnicy 0,30 m i wysokości 1,45 m w której złoże zajęło środkową część w wysokości 1,0 m. Zachowano układ warstw pierścieni o średnicy wzrastającej od rusztu (rys. 3) ku górze, skąd odbywa się zasilanie ściekami surowymi. Tego rodzaju układ warstw

był celowy bowiem złożę pracowało w bardziej niekorzystnych warunkach (rys. 2) niż tradycyjnie (rys. 1). Nie było osadnika wstępnego Imhoffa (a za złożem nie było osadnika wtórnego oraz recyrkulacji ścieków i osadów czynnych), a ponadto zarówno krata mechaniczna i piaskownik funkcjonowały nieprawidłowo co było powodem rozpoczęcia prac modernizacyjnych przerywających nasze badania.



Rys. 2. Schemat włączenia Terenowej Stacji Badawczej nr 2 KISiW - ATR do Pompowni Kapuściska Miejskich Wodociągów i Kanalizacji w Bydgoszczy
Fig. 2. Scheme of incorporating the Local Testing Station No 2 KISiW-ATR into the Kapuściska Pumping Station of Municipal Water Supply and Sewage System in Bydgoszcz

Metodyka badań

Po zbudowaniu w 1996 r. prezentowanego tu stanowiska stosowano trzy obciążenia hydrauliczne $Qh_1 = 0,0019$, $Qh_2 = 0,0021$ i $Qh_3 = 0,0023 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$, a w okresie IV kwartału 1997 r. $Qh_4 = 0,05 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ i dla niego przedstawiono wyniki badań.

Porównując powyższe wielkości oraz dane zestawione w tabeli zamieszczonej w pracy [Piotrowski, Roman 1974], gdzie dla złóż nisko obciążonych zalecane są obciążenia hydrauliczne $0,05 \div 0,25 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ i wysokości wypełnienia złóż biologicznych $1,5 \div 2,5 \text{ m}$, można twierdzić że zastosowana wysokość $h=1,0 \text{ m}$ jest za mała. Trudno było je spełnić w warunkach prowadzonych badań. Tak więc analizując uzyskane wyniki można przypuszczać, że przez powiększenie wysokości o dodatkowe $0,5 \div 1,5 \text{ m}$ ($50 \div 150\%$) uzyska się korzystniejsze wyniki, a więc mniejsze zawartości zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych (so) i wyższą redukcję zanieczyszczeń (R).

Zgodnie z oznaczeniem na rys. 3 próbki ścieków surowych pobierano w punkcie I, a oczyszczonych w punkcie II, natomiast próbki błony biologicznej z górnej powierzchni złoża i z bocznych otworów po wyjęciu gumowych korków (12). Zaprojektowane i wykonane stanowisko posiada obieg ścieków jak na rys.3.

Wykonywano następujące oznaczenia:

- chemiczne zapotrzebowanie tlenu ChZT wg PN-74/C-04578,
- biochemiczne zapotrzebowanie tlenu BZT₅ wg PN-84/C-04578.04,
- azot amonowy metodą bezpośredniej nessleryzacji wg PN-73/C-04576.01,
- azot azotynowy wg PN-73/C-04576.06,
- azot azotanowy wg PN-82/C-04576.08,
- fosforany wg PN-73/C-04537.02,
- tlen rozpuszczony wg PN-72/C-04545.02.

Wykonywano ponadto pomiary pH i temperatury ścieków surowych i oczyszczonych oraz okresowo oznaczano zawiesinę i skład błony biologicznej.

Ze względu na awarie kraty mechanicznej i niewłaściwą pracę piaskownika (rys. 2) nastąpiło w początkowym okresie częściowe zakolmatowanie złoża biologicznego (rys 3) i dlatego poprzez ruszt (6) wprowadzono wężyki doprowadzające powietrze od kompresorka akwariowego, aby wspomóc mineralizację związków organicznych. Modernizacja kraty i piaskownika była przyczyną przerwania prowadzonych badań.

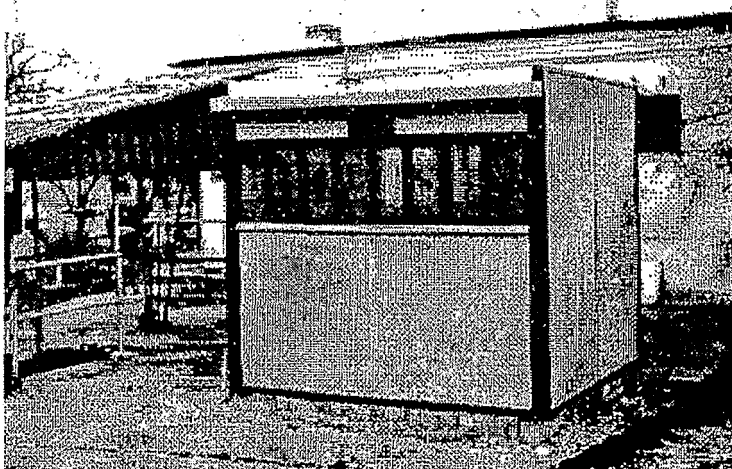


Foto. 3. Widok II Terenowej Stacji Badawczej KISiW-ATR

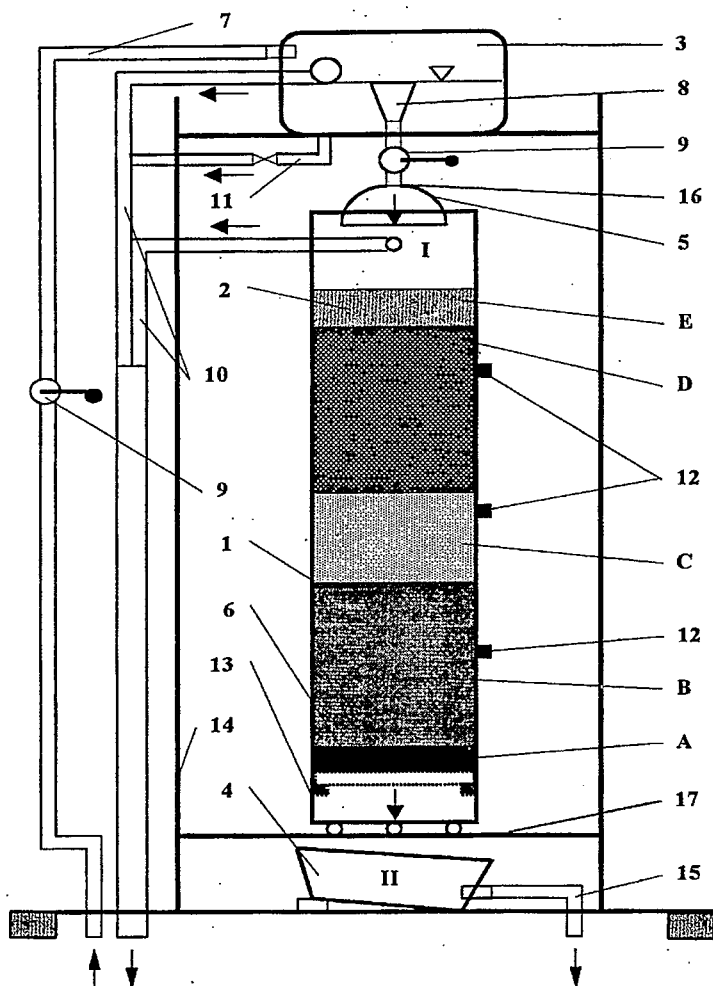
Foto. 3. View of II Local Testing Station KISiW-ATR

Tabela 1. Parametry pierścieni wypełnienia i warstw złoza z PCV

Table 1. Parametres of filling rings and layers of the polivinył chloride deposit

Warstwa złoza Deposit layer	Parametry pierścieni Parameters of the rings			Parametry złoza Parametres of the deposit						
	$\varnothing_z$ mm	l mm	M g/lszt	h m	V m ³	w szt	F m ²	F/V m ² /m ³	ρ kg/m ³	P %
A	12	17,0	0,846	0,07	0,0049	1473	1,7676	360,7	254,2	254,3
B	16	19,0	1,249	0,44	0,0310	3802	7,2238	233,0	153,2	153,2
C	22	20,0	2,394	0,10	0,0070	557	1,5596	222,8	190,4	190,4
D	28	24,0	3,872	0,34	0,0240	1093	4,5906	191,2	176,3	176,3
E	38	32,0	7,483	0,05	0,0035	105	0,8085	231,0	224,6	99,8

$\varnothing_z$ -średnica zewnętrzna, diameter external; l- długość, lenght; M- masa 1 pierścienia, mass of 1 ring; h-miaższkość warstwy, thickness of the layer; V-objętość warstwy złoza, volume of deposit layer; w-liczba pierścieni, number of rings; F- powierzchnia pierścieni w warstwie, surface of the rings in a layer; F/V-powierzchnia właściwa, specific surface; ρ - gęstość objętościowa, volume density; p- porowatość objętościowa, volume porosity.



Rys. 3. Schemat stanowiska badawczego umieszczonego w budynku Terenowej Stacji Badawczej KISiW - ATR

1 - kolumna z rury ($\phi 300$, $h=1450\text{mm}$); 2 - wypełnienie złoża z pierścieni ułożonych warstwami A-E; 3 - zbiornik wyrównawczy ścieków surowych; 4 - zbiornik dolny ścieków oczyszczonych; 5 - zraszacz; 6 - ruszt podtrzymujący złożo; 7 - przewód tłoczny; 8 - wlot nadosadowy; 9 - regulator przepływu; 10 - rury przelewowe ścieków; 11 - rury odpływowe osadów; 12 - korki zamykające otwory do poboru błony biologicznej; 13 - wsporniki podtrzymujące ruszt (6); 14 - stelaż; 15 - odpływ ścieków oczyszczonych; 16 - gwint zraszacza; 17 - podłoga (półka); I, II - miejsca poboru ścieków surowych (I) i oczyszczonych (II).

Fig. 3. Scheme of a testing station placed in the building of the Local Testing Station KISiW-ATR

1 - pipe column ($\phi 300$, $h=1450\text{mm}$); 2 - filling of the deposit of rings in layers A-E; 3 - equalising tank of raw sewage; 4 - lower tank of treated sewage; 5 - sprinkler; 6 - grate supporting the deposit; 7 - pressure conduit; 8 - above-sediment inlet; 9 - flow controller; 10 - overflow sewage pipes; 11 - outlet sediment pipes; 12 - stoppers closing openings for input of biological membrane; 13 - brackets supporting the grate (6); 14 - rack; 15 - outlet of the treated sewage; 16 - thread of the sprinkler; 17 - floor (shelf); I, II - spots of input of raw (I) and treated (II) sewage samples.

Literatura

GROMIEC M.J. 1994. *Złoża biologiczne o wypełnieniu z tworzyw sztucznych*. Materiały z XVI Sympozjum IAWQ, Warszawa.

KALISZ L. 1973. *Zastosowanie mas plastycznych w złożach biologicznych*. Gaz, Woda i Technika sanitarna. nr 10.

KLUGIEWICZ I. 1997. *Porównanie redukcji zanieczyszczeń na złożach o wypełnieniu naturalnym i sztucznym*. IX Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna z cyklu: "Problemy gospodarki wodno-ściekowej w rejonach rolniczo-przemysłowych". Rajgród.

KLUGIEWICZ J., KLUGIEWICZ I. 1996. *Kontenerowe oczyszczalnie ścieków z TŻB w świetle badań i obserwacji eksploatacyjnych*. XVII Sympozjum-AQUA 96. Problemy Inżynierii Środowiska Politechnika Warszawska, Instytut Budownictwa w Płocku.

KLUGIEWICZ J., KLUGIEWICZ I. 1998. *Przegląd rozwoju polskich konstrukcji oczyszczalni ścieków z tarczowymi złożami biologicznymi*. Zesz. Nauk. ATR, nr 213, seria Budownictwo nr 30.

PIOTROWSKI I., ROMAN M. 1974. *Urządzenia do oczyszczania ścieków*, PWN

ROMAN M. 1986. *Kanalizacja t. 2, Oczyszczanie ścieków*, Arkady.

Summary

Design of a station for sewage treatment on a plastic trickling filter. The paper presents the design of a model of a plastic trickling filter as well as the way it functions and the method of research.

Jan Klugiewicz

Iwona Klugiewicz

Katedra Inżynierii Sanitarnej i Wodnej

Akademia Techniczno- Rolnicza,

ul.Grodzka 18

85-109 Bydgoszcz

STANOWISKO POMIAROWE DO BADAŃ NAD ILOŚCIĄ I JAKOŚCIĄ ODPLYWU Z MAŁEJ ZLEWNI ROLNICZEJ

GAUGE STATION FOR RUNOFF AND WATER QUALITY INVESTIGATION FROM SMALL AGRICULTURAL WATERSHED

Dariusz Górski, Leszek Hejduk

Katedra Budownictwa Wodnego

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

SGGW Warszawa

Wstęp

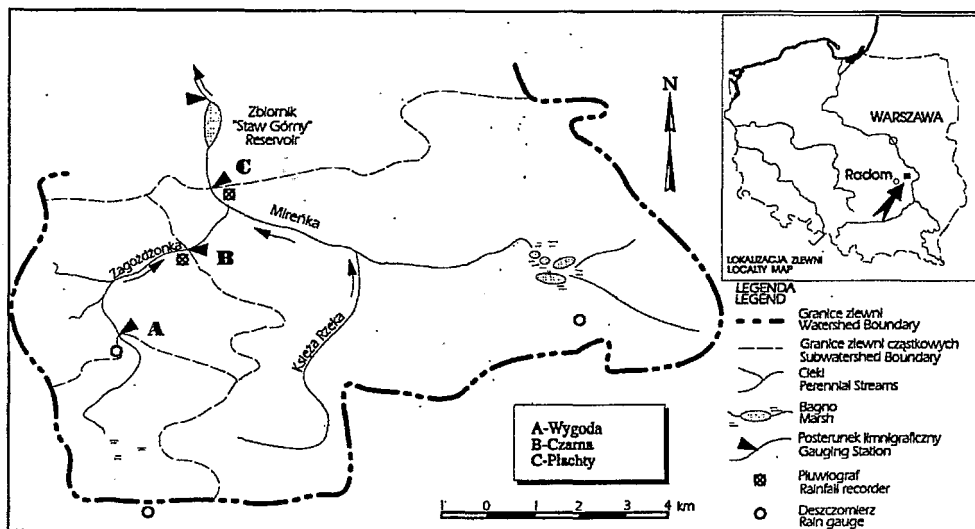
Obserwacje hydrologiczne w zlewni rzeki Zagożdżonki prowadzone są przez Katedrę Budownictwa wodnego SGGW od 1962 roku. Rzeka Zagożdżonka jest lewobrzeżnym dopływem Wisły mającym swe ujście w okolicach Kozienic. Zlewnia Zagożdżonki, o powierzchni $82,4 \text{ km}^2$ do profilu Płachty Stare, ma charakter nizinny, jej tereny są użytkowane głównie rolniczo (Rys. 1). Glebami dominującymi są gleby piaszczyste.

Stanowisko pomiarowe w Czarnej zlokalizowano na istniejącej konstrukcji jazu, wybudowanego w latach pięćdziesiątych dla potrzeb młyna wodnego. W roku 1982 obiekt wyremontowano i przystosowano do pomiaru przepływów wody - wbudowano przelewy pomiarowe o ostrej krawędzi, zainstalowano łatę wodowskazową i limnigraf (Banasik K. i in. 1985).

Do roku 1992 sieć obserwacyjna była wyposażona w łaty wodowskazowe i limnigrafy umieszczone w kilku wybranych przekrojach zlewni, oraz dwa przelewy pomiarowe do kontroli objętości przepływu. W 1992 roku przekrój w Czarnej, zamykający zlewnię o powierzchni $23,4 \text{ km}^2$, wyposażono w automatyczne urządzenia pomiarowe, szczególnie istotne przy monitorowaniu zdarzeń opad-odpływ w badaniach nad zmianami jakości wody w falach wezbraniowych. Na prawym przyczółku jazu wybudowano pomieszczenie dla elektronicznej aparatury pomiarowej i doprowadzono linię elektryczną 220V. W pobliżu przekroju pomiarowego założono ogródek meteorologiczny.

Dodatkowo zainstalowano elektroniczny system rejestracji danych oraz samoczynne i automatyczne urządzenia do poboru próbek wody.

W 1997 roku zainstalowano zespół dwóch osadników do określania ilości rumowiska unoszonego przepływającego przez przekrój.

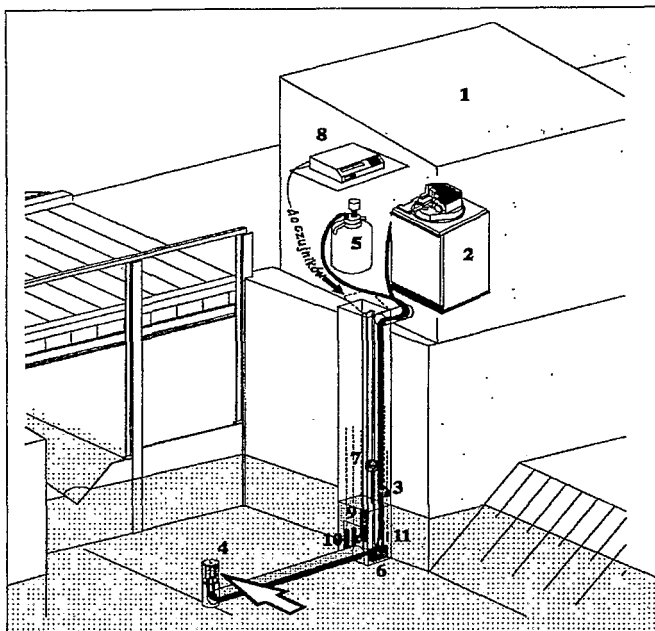


Rys.1 Mapa zlewni Zagożdżonki
Fig.1 Map of Zagożdżonka watershed

Opis zainstalowanych urządzeń pomiarowych

Podstawowe wyposażenie stanowiska w Czarnej stanowi: łata wodowskazowa; limnigraf; automatyczny próbnik STREAMLINE 800SL; batometr samoczynny BS-1; automatyczny batometr pompowy; zespół osadników do określania ilości rumowiska unoszonego; elektroniczny system rejestracji danych RC-10 wyposażony w czujniki: stanu wody (SEBA i TRAX), zmaczenia, temperatury wody (Rys.2).

W ogródku meteorologicznym znajdują się pozostałe czujniki systemu RC-10 tj. deszczomierze: przelewowy i strunowy, termometr, higrometr, batometr; jak również standartowe instrumenty IMiGW: deszczomierz Hellmana, pluwiografy dobowy i tygodniowy, termohigrograf, psychrometr.



Rys.2 Schemat rozmieszczenia przyrządów pomiarowych na stanowisku w Czarnej.

1- pomieszczenie elektronicznych urządzeń pomiarowych

Automatyczny próbnik

STREAMLINE 800SL: 2-

urządzenie z lodówką do przechowywania próbek, 3-

czujnik poziomu wody SIGMA, 4-włot przewodu ssącego w koszu

osłonowym

Automatyczny batometr

pompowy: 5-pojemnik z

ciśnieniowym wyłącznikiem pompy, 6-pompa, 7-

plywakowy wyłącznik pompy;

Elektroniczny

system rejestracji danych

RC-10: 8-rejestrator, 9-

zmącaniometerz fotooptyczny, 10-mienniki stanu wody, 11-termometr.

Fig.2 Location of the measuring equipment at the Czarna gauging station. 1-shelter, 2-refrigerated sampler, 3-SIGMA Liquid Level Actuator, 4-covered intake nozzle, 5-polyethylene container, 6-pump, 7-float-type switch, 8-data logger, 9-turbidity photometer, 10-water level meter

Automatyczne urządzenie do poboru próbek wody STREAMLINE 800SL

Próbnik STREAMLINE 800SL, produkcji AMERICAN SIGMA INC. jest programowalnym urządzeniem do automatycznego poboru próbek wody, zasilanym energią elektryczną 220V. Pobór próbek może odbywać się w określonych odstępach czasu lub we współpracy z zewnętrznym przepływomierzem - w zależności od natężenia przepływu w cieku. W pamięci urządzenia można przechowywać do 5 różnych programów poboru próbek, a data i czas uruchomienia programu oraz poboru każdej z próbek (do 400) są zapamiętywane i mogą być w każdym momencie odczytane. Aby zapobiec niepożądanym zmianom chemicznym pobrane próbki przechowywane są w części chłodzącej urządzenia. Przed pobraniem próbki, przewody doprowadzające są każdorazowo „przedmuchiwane” powietrzem tłoczonym przez pompę, a następnie kilkakrotnie płukane próbkowaną cieczą. Wbudowana bateria litowa pozwala na pracę zegara i zachowanie pamięci programu w przypadku odłączenia urządzenia lub awarii zasilania. Urządzenie zostało wyposażone w dodatkowy czujnik stanu wody, który umożliwia pobór próbek w zależności od poziomu wody w rzece.

Próbnik STREAMLINE 800SL umieszczony jest wewnątrz pomieszczenia pomiarowego, a końcówka przewodu ssącego umocowana jest w koszu osłonowym na osi ciekłu.

Elektroniczny system rejestracji danych

Elektroniczny rejestrator danych RC-10 został zaprojektowany i wykonany przez firmę TRAX-electronic z Krakowa. Jest to specjalistyczne, programowalne urządzenie na bazie mikroprocesora, przeznaczone do automatycznej rejestracji danych. Krok czasowy rejestracji danych może być programowany w zakresie od 1 do 60 minut. Urządzenie współpracuje z trzema rodzajami czujników: czujniki strunowe, czujniki analogowe oraz czujniki impulsowe.

Działanie czujników strunowych oparte jest na zależności między mierzoną wielkością a napięciem i wibracją struny. Struna zostaje wzbudzona przez impuls elektromagnetyczny przesłany z rejestratora, a jej drgania przetwarzane są przez system elektromagnesów na serie sygnałów elektrycznych. Pomiar czujników odbywa się w każdej minucie i trwa ok. 30 sekund. Każdy czujnik mierzony jest dwukrotnie i w przypadku zgodności wyników zapisywana jest średnia wartość. W przypadku rozbieżności wykonywany jest trzeci pomiar, po którym z dwóch zbliżonych wielkości zapisywana jest wartość średnia.

Urządzenia do pomiaru opadu

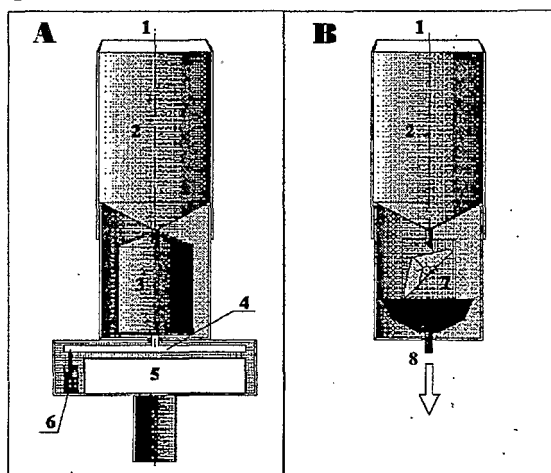
Do rejestratora podłączono dwa deszczomierze o różnych zasadach działania : deszczomierz strunowy firmy TRAX-electronic oraz deszczomierz przelewowy firmy SEBA (Rys.3).

Deszczomierz strunowy TRAX zawiera pojemnik umieszczony na platformie wagi, której ramię jest połączone z elementem strunowym czujnika. Opad zbierający się w pojemniku powoduje obciążenie ramienia wagi i zmianę jego położenia, co wywołuje wzrost napięcia struny proporcjonalnie do ilości zgromadzonego deszczu. Odczyty z czujnika są przeliczane przez rejestrator na fizyczne wielkości zmierzonego opadu w cm. Opad jest zbierany do pojemnika poprzez standardowy cylinder deszczomierza Hellmana używanego przez służby IMiGW, o średnicy 0,16m i powierzchni zbiorczej 200cm². Pojemnik deszczomierza strunowego jest opróżniany raz dziennie przez obserwatora.

Deszczomierz przelewowy SEBA składa się z cylindra Hellmana, z którego deszcz spływa niewielkim otworem bezpośrednio do jednego z korytek urządzenia przelewowego .

Każde z korytek może pomieścić 0,1 mm opadu - po wypełnieniu korytka następuje przeważenie mechanizmu przelewowego (co pociąga za sobą zmianę sygnału

przesyłanego do rejestratora) i opróżnienie korytka. Równocześnie rozpoczyna się napełnianie drugiego z korytek. Każda zmiana sygnału odebrana przez rejestrator oznacza 0,1 mm warstwę opadu, a liczba przełączeń w okresie pomiaru daje sumę opadu.



Rys.3. Deszczomierze podłączone do rejestratora RC-10

Fig.3 Rainfall gauges connected to RC-10 system

A - deszczomierz strunowy: 1-pierścień, 2-cylinder zbiorczy, 3-pojemnik, 4-ramię wagi, 5-czujnik strunowy, 6-tłumik drgań

A-string-type rainfall gauge: 1-collecting ring, 2-funnel, 3-bucket, 4-weighing lever, 5-string device, 6-oil vibration damper

B - deszczomierz przelewowy SEBA:

7-moduł korytek przelewowych, 8-wylot
B-SEBA tipping bucket type rainfall gauge: 7-tipping buckets 8-outlet

Mierniki poziomu wody

Poziom wody w profilu pomiarowym jest rejestrowany przez dwa czujniki: czujnik strunowy firmy TRAX oraz piezoporowy czujnik ciśnienia firmy SEBA.

Strunowy czujnik poziomu wody firmy TRAX jest urządzeniem wykorzystującym ciśnienie hydrostatyczne do pomiaru stanu wody w cieku. Zmiany poziomu wody są proporcjonalne do zmian napięcia struny znajdującej się wewnątrz czujnika.

Czujnik stanu wody firmy SEBA mierzy ciśnienie hydrostatyczne w oparciu o element półprzewodnikowy (piezoporowy przetwornik ciśnienia) i przetwarza je na sygnał elektryczny. Mierzona wartość napięcia na wyjściu z czujnika odpowiada wysokości słupa wody. Odczyty z obu czujników są przeliczane przez rejestrator na rzeczywiste stany wody na podstawie współczynników otrzymanych z kalibracji w laboratorium. Współczynniki przeliczeniowe skorygowano po zainstalowaniu w przekroju pomiarowym tak, by osiągnąć zgodność wskazań czujników z istniejącą łąką wodowskazową. Oba czujniki zainstalowano w korycie cieku wewnątrz osłony czujników, u podstawy prawego przyczółka jazu.

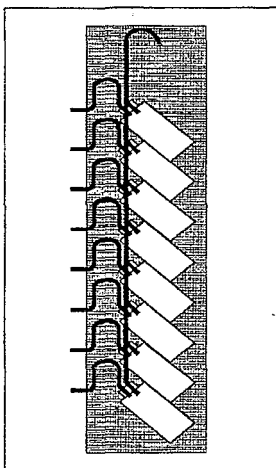
Fotoelektryczny czujnik zmacenia wody

Miernik zmacenia opracowany i wykonany w Wielkiej Brytanii na Uniwersytecie w Exeter, jest urządzeniem wykorzystującym zależność między koncentracją unosin w wodzie a przepuszczalnością światła widzialnego. System składa

się z głowicy pomiarowej (czujnika) i wzmacniacza napięcia. Czujnik posiada wbudowane stałe źródło światła (żarówkę), którego promienie po przejściu przez warstwę wody padają na ogniwo fotoelektryczne. Napięcie wytwarzane przez ogniwo jest odwrotnie proporcjonalne do zmacenia wody - dołączony wzmacniacz podaje na wyjściu z układu napięcie w zakresie od 0 do 10 V.

Zmaceniomierz umieszczono na prawym przyczółku jazu, a jego głowicę pomiarową przymocowano do prowadnicy wewnątrz metalowej osłony czujników. Ruchome zamocowanie czujnika pozwala obserwatorowi na łatwe wyjęcie głowicy pomiarowej. Ponieważ urządzenie wykorzystuje fale światła widzialnego, znaczny wpływ na wyniki pomiarów mają osadzające się zanieczyszczenia - konieczne jest częste oczyszczanie szkieł instrumentu przez obserwatora. Czułość urządzenia oraz położenie zera skali sprawdzano przed jego instalacją przy użyciu standardowego roztworu formazyny (mieszanina heksaminy i siarczanu hydrazyny), (Ward, 1984). Odczyty z czujnika są przeliczane na rzeczywiste wartości zmacenia w ppm.

Batometr samoczynny BS-1



Rys.4 Batometr samoczynny BS-1

Fig.4 Suspended sediment sampler BS-1

Batometr BS-1 (Rys.4) jest urządzeniem służącym do samoczynnego poboru próbek wody z ciekłu w czasie wznoszenia się fali wezbraniowej. Urządzenie składa się ze wspornika, na którym umocowano 8 polietylenowych butelek 1-litrowych, zamykanych szczelnymi korkami. Woda wraz z rumowiskiem doprowadzana jest do każdej z butelek cienkimi przewodami uformowanymi na kształt syfonu. Wloty rurek rozmieszczono w pionowych odstępach 10 cm tak, że kolejne butelki wypełniają się w miarę wznoszenia poziomu wody w ciekłu, co 10 cm. Batometr został skonstruowany i wykonany w pracowni Katedry Budownictwa Wodnego SGGW. Batometr BS-1 umieszczono w profilu w Czarnej na lewym przyczółku jazu wewnątrz stalowej osłony zamykanej klapą, przez którą urządzenie może być łatwo wysunięte na zewnątrz.

Automatyczny batometr pompowy

Urządzenie, zaprojektowane i wykonane w Katedrze Budownictwa Wodnego SGGW, jest automatycznym próbnikiem służącym do poboru pojedynczej, objętościowej próby wody w okresie wezbrania. System składa się z polietylenowego zbiornika o

pojemności 25 litrów i zanurzonej pompy - zasilanej prądem z sieci 220V. Pompa uruchamiana jest przez włącznik pływakowy po osiągnięciu określonego poziomu wody w rzece, a ciśnieniowy czujnik powoduje zatrzymanie pompy po napełnieniu pojemnika. Urządzenie zamontowano na prawym przyczółku jazu, a przewody doprowadzające opuszczono do pompy wewnątrz osłony czujników.

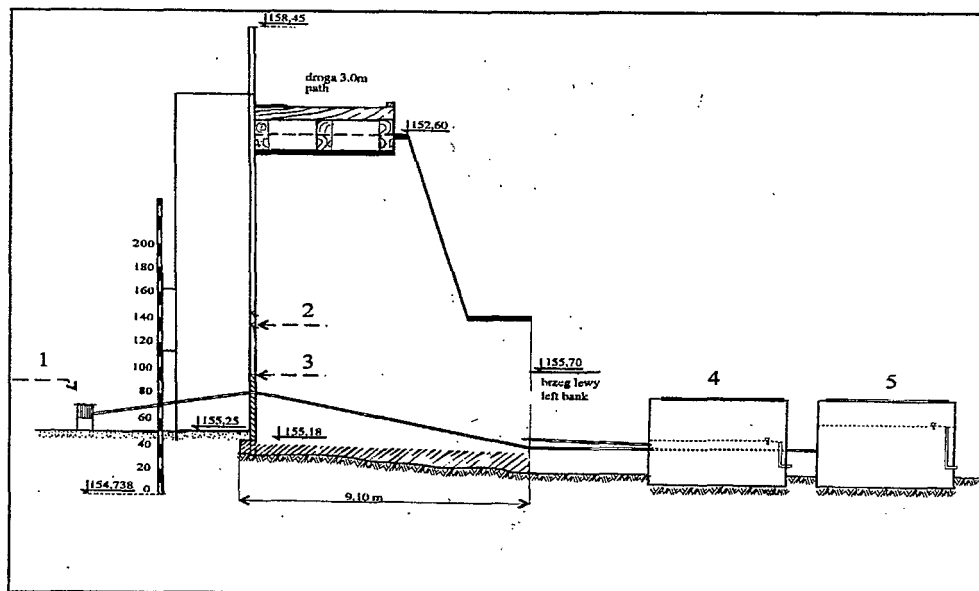
Zespół osadników do pobierania prób rumowiska unoszonego

W roku 1997 na stanowisku zainstalowano dodatkowo zespół osadników umożliwiających określanie ilości rumowiska unoszonego oraz pobieranie prób rumowiska unoszonego do analiz chemicznych (Rys.5). Zespół osadników składa się z dwóch kręgów betonowych o wysokości 1,0m i średnicy 1,2m. Kręgi mają zabetonowane dna oraz przykryte są zamykanymi włazami. Do obu osadników woda wraz z rumowiskiem doprowadzana jest przewodami z tworzywa sztucznego. Wlot przewodu doprowadzającego dla pierwszego osadnika umieszczony jest w korycie powyżej przelewu w koszu osłonowym. Woda wraz z rumowiskiem do drugiego osadnika pobierana jest z końca wypadu.

Otwory wylotowe, umieszczone w dolnych częściach kręgów, umożliwiają wypływ wody z osadników. W otworach tych zamontowane są metalowe rurki w kształcie litery „L”. Mają one na celu podpiętrzenie wody wewnątrz kręgu.

Wewnątrz każdego osadnika umieszczone zostały kątowniki, które umożliwią w przyszłości instalację różnych instrumentów pomiarowych.

Działanie stanowiska jest następujące: woda (wraz z rumowiskiem unoszonym) wpływając do osadnika zmniejsza swoją prędkość, co powoduje wytrącenie się płynącej w wodzie zawiesiny. Zebrana ilość rumowiska unoszonego poddana może być analizie chemicznej.



Rys.5 Przekrój podłużny jazu w Czarnej oraz zespół osadników do określania ilości rumowiska
1-kosz osłonowy, 2-krawędź środkowej zastawki, 3-wierzchołek przelewu trójkątnego, 4-osadnik pierwszy, 5-osadnik drugi

Fig.5 Long-section of weir at Czarna with the device for measuring sediment quantity
1-covered intake, 2-edge of the middle weir, 3-triangular weir top, 4-first collector, 5-second collector

Ocena funkcjonalności zainstalowanych urządzeń

Prace prowadzone na stacji pomiarowej w Czarnej natrafiały na trudności związane głównie ze złym funkcjonowaniem elektronicznego systemu rejestracji danych RC-10. W przypadku pomiaru stanu wody, temperatury oraz wysokości opadów atmosferycznych możliwa jest weryfikacja i uzupełnienie uzyskanych danych na podstawie rejestracji tradycyjnych samopisów zainstalowanych w przekroju pomiarowym i ogródku meteo. Ze względu na częste awarie techniczne rejestratora i linii zasilającej, jak dotąd nie udało się zarejestrować wystarczającej liczby wezbrań do weryfikacji wskazań znaczeniometera fotooptycznego. Zainstalowany system wymaga stałej kontroli ze względu na częste awarie i związane z nimi straty zarejestrowanych danych. Z drugiej strony, biorąc pod uwagę odległość między stacją pomiarową w Czarnej a Warszawą (ok.100 km) - niemożliwe jest organizowanie częstych wyjazdów tylko dla celów kontroli pracy urządzeń rejestrujących. W konsekwencji planowane jest zainstalowanie na stacji dodatkowych urządzeń do teletransmisji danych, dających możliwość zdalnego odczytu mierzonych parametrów hydrologicznych i

meteorologicznych oraz stałej kontroli funkcjonowania systemu i szybkiej reakcji na wykryte awarie. Zespół osadników w chwili obecnej jest na etapie kontroli działania.

Literatura

BANASIK K., BYCZKOWSKI A., KUBRAK J., 1985 : *Wykorzystanie małych budowli wodnych do pomiaru natężenia przepływu*. Studia i materiały oceanologiczne nr 47, Komitet Badań Morza PAN, Gdańsk, s.191-204.

BANASIK K., GŁADECKI J., GÓRSKI D., PIETRASZEK Z., 1995 : *Stanowisko pomiarowe nad ilością i jakością odpływu z małej zlewni*. Monitorowanie i Modelowanie procesów hydrologicznych w zmieniającym się środowisku. Materiały na sympozjum Pionki, 4-5 września 1995.

BRAKENSIEK D.L., OSBORN H.B., RAWLS W.J., coordinators, 1979 : *Field Manual for Research in Agricultural Hydrology*. U.S. Dept. of Agriculture, Agriculture Handbook 224, ss.550.

WARD P.R.B., 1984 : *Measurement of Sediment yields*. Rozdział w zbiorze : Erosion and Sediment Yield : Some Methods of Measurement and Modelling; red. Hadley R.F. & Walling D.E., Geo Books, s. 49-51.

Summary

Gauge station for runoff and water quality investigation from small agricultural watershed. In 1992 , in a small lowland Zagożdżonka River near Radom-city, 100 km from Warsaw, an automatic gauging station was established. The gauging station at Czarna village cross-section is equipped with automatic devices for measuring outflow changes, water quality and suspended sediment transport. The following devices are installed : the water level meter, the water turbidity photometer, thermometer, and samplers like: STREAMLINE 800SL, suspended sediment sampler BS-1. The new device for measuring the quantity of the suspended sediment and taking samples for the chemical analysis was build in the 1997. The near-lying meteorological station is equipped with the electronic rainfall gauge the string-type and the tipping bucket-type as well as standard IMGW equipment.

Dariusz Górski

Katedra Budownictwa Wodnego

Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska SGGW

ul. Nowoursynowska 166

02-787 Warszawa

PARAMETRY TECHNICZNE PRZEWODÓW POROWATYCH A ICH PRZYDATNOŚĆ W SYSTEMACH NAWODNIENIOWYCH

TECHNICAL PARAMETERS OF POROUS PIPES AND THEIR SUITABILITY FOR IRRIGATION SYSTEMS

Paweł Konopacki¹, Waldemar Treder¹, Ewa Kowalska²

¹ Instytut Sadownictwa i Kwiaciárstwa w Skierniewicach

² Instytut Chemii Przemysłowej w Warszawie

Wstęp

Przewody porowate są zalecane w wielu krajach do nawadniania ogródków działkowych, ogrodów publicznych, jak również upraw komercyjnych. Ich udział w istniejących systemach nawodnieniowych jest jednak niewielki.

Przewody porowate są tłoczone z granulatu będącego mieszaniną głównie gumy oraz tworzywa sztucznego, zazwyczaj polietylenu. Powodem intensywnej promocji przewodów porowatych jest fakt, że granulaty gumy używane do ich produkcji pochodzą z utylizacji zużytych opon samochodowych.

Właśnie to pochodzenie surowca powoduje poważne ograniczenie lub wręcz całkowity brak kontroli równomierności używanego granulatu i powtarzalności kolejnych jego partii, a co za tym idzie większą zmienność parametrów technicznych przewodów porowatych.

Celem przeprowadzonych laboratoryjnych i polowych badań kilku partii wyprodukowanych w Polsce przewodów porowatych było określenie ich przydatności do celów nawodnieniowych poprzez porównanie parametrów przewodów porowatych do parametrów sprzętu standardowo używanego w systemach nawodnieniowych.

Przegląd literatury

Pomimo pozornych podobieństw, sposób działania przewodów porowatych jest całkowicie odmienny od sposobu działania linii kroplujących. Linia kroplująca składa się z szeregu równomiernie rozmieszczonych emiterów kroplowych, które cechują się wysoką powtarzalnością parametrów pracy tj. charakterystyki wydatku w zależności od ciśnienia. Powtarzalność ta określona jako współczynnik zmienności produkcyjnej C_v była przedmiotem badań już od lat 70-tych (Keller i Karmeli, 1974b; Solomon, 1979) i jest określona normami (ISO 9261, BN-89/9191-17, ASAE Standard EP405.1). Przestrzeganie norm dotyczących zmienności produkcyjnej umożliwia zaprojektowanie instalacji nawodnieniowej o wymaganej równomierności emisji wody (Keller i Karmeli, 1974b; Bralts, 1986).

Przewody porowate cechują się wypływem wody nie przez pojedyncze emitery, a poprzez mikropory rozmieszczone w całej objętości przewodu. Pory te nie są (i ze swojej natury nie mogą być) jednorodne - ich średnica wg jednego z producentów amerykańskich (Yoder i Mote, 1995) wynosi od 5 do 15 μm . Taka zmienność wielkości mikropor musi rzutować na ilość wypływającej przez nie wody. Zakładając, że przepływ wody przez mikropory jest ruchem laminarnym o charakterystyce zbliżonej do przepływu przez emitery kapilarne, to wydatek wody jest proporcjonalny do czwartej potęgi średnicy mikropory (Ostromięcki, 1978). Wobec tego trzykrotna różnica średnic mikropor powinna (teoretycznie) powodować 81-krotną różnicę ich wydatków.

Dodatkowo elastyczna, gąbczasta struktura ścianki przewodu może spowodować, że wraz ze wzrostem ciśnienia niektóre pory zostaną znacznie powiększone, podczas gdy inne, blisko położone, ulegną prawie całkowitemu zamknięciu.

Osobnym czynnikiem różnicującym parametry pracy polietylenowych linii kroplujących i przewodów porowatych są opory przepływu wody. Ścianka przewodu polietylenowego cechuje się bardzo niskimi oporami przepływu, podczas gdy już sama porowata struktura przewodów porowatych powoduje większe straty ciśnienia przepływającej wody. Również różnice w parametrach produkcji mogą powodować powstawanie "zadziorów" na wewnętrznej ściance przewodów porowatych.

Aby możliwie zredukować zmienność emisji wody producenci przewodów porowatych zalecają ich używanie w instalacjach niskociśnieniowych, to jest przy ciśnieniu wody poniżej 0,1 MPa.

Różnice wydatków nominalnych przewodów porowatych są powodem różnych zaleceń producentów dotyczących zakresów ciśnień roboczych i dopuszczalnych maksymalnych długości używanych przewodów. Jedni zalecają używanie ich produktu w przedziale ciśnienia od 0,04 do 0,1 MPa oraz maksymalną długość używanego przewodu 150 m (Euro-Distribution), inni, przy takiej samej długości maksymalnej podają zakres ciśnienia roboczego od 0,02 do 0,1 MPa (Friedel &

Hilkert GmbH), jeszcze inni zalecają ciśnienie od 0,025 do 0,075 MPa i maksymalną długość 50 m (Porous Pipe Ltd.).

Metody badań

Badania laboratoryjne na stanowisku badawczym

Badania laboratoryjne parametrów hydraulicznych przewodu wykonywano w oparciu o wskazania normy ISO 9261:1991 (z zachowaniem dokładności pomiarowych opisanych tą normą), przy założeniu, że pojedynczym emiterym jest krótki odcinek przewodu porowatego.

Z trzech partii przewodów porowatych o długości ok. 100 m każda pobrano łącznie 25 próbek o długości ok. 25 cm każda, starając się o równomierne rozmieszczenie miejsc pobrania. Wszystkie próbki poddano kondycjonowaniu przez 1 godzinę. Natychmiast po zakończeniu kondycjonowania wykonano pomiary wydatku poszczególnych próbek.

Na podstawie danych pomiarowych wyliczono średnie wydatki przewodu porowatego dla różnych poziomów ciśnienia (w przeliczeniu na $\text{dm}^3 \text{h}^{-1} \text{m}^{-1}$) oraz współczynniki zmienności produkcyjnej C_v wg następującego równania (Solomon, 1979; ISO 9261:1991):

$$C_v = \frac{S_q}{\bar{q}} 100 [\%] \quad (1)$$

gdzie: S_q - odchylenie standardowe wydatków (w przeliczeniu na $\text{dm}^3 \text{h}^{-1} \text{m}^{-1}$) próbek przewodu w badanej próbce,

$\bar{q}$ - średni wydatek próbki przewodu porowatego (w przeliczeniu na $\text{dm}^3 \text{h}^{-1} \text{m}^{-1}$) w badanej próbce.

Wyliczono również współczynniki regresji potęgowej do równań wydatków poszczególnych partii przewodów w funkcji ciśnienia. W tym celu, zgodnie z normami ISO, próbki przewodów uszeregowano w kolejności wielkości wydatków i brano pod uwagę jedynie próbki o numerach 3, 12, 13 i 23.

Ze względu na przypuszczalną zmienność pomiędzy trzema badanymi partiami przewodów porowatych, próbki pobierane do badań były oznaczane wg partii z których pochodziły. Po wykonaniu badań wyliczano dodatkowo szacunkowe (na podstawie 8-9 próbek) parametry osobno dla każdej partii.

Badania równomierności wydatku na długości przewodu porowatego

Badania przeprowadzono na losowo wybranej partii przewodu. Odcinek o długości 50 m (jako długości dużego tunelu foliowego) podłączono do źródła wody o stałym ciśnieniu (zmienność ciśnienia maksymalnie $\pm 2\%$). Pomiary służące do określenia równomierności wydatku na długości przewodu przeprowadzono na 12 odcinkach pomiarowych o długości 1 m każdy, poprzez równoczesne zbieranie wydatkowanej wody do 12 rynien o jednakowej długości. Objętość zebranej wody była mierzona z

maksymalnym błędem 2%, a pomiary strat ciśnienia mierzono manometrem dyferencyjnym klasy 1,6. Badania przeprowadzono dla wartości ciśnienia początkowego: 0,02 MPa, 0,03 MPa, 0,04 MPa oraz 0,05 MPa (mierzonego manometrem klasy 1,6). Dla każdego z tych ciśnień pomiary powtórzono 3 razy. Czas pomiarowy wynosił 5 minut (po ustabilizowaniu się ciśnienia).

Współczynniki zmienności wydatku C_v obliczano wg równania (1).

Zmienność ciśnienia na całej długości przewodu P_{var} obliczano wg równania (Bralts, 1986):

$$P_{var} = \frac{\Delta P}{P_{max}} 100 \quad [\%] \quad (2)$$

gdzie: ΔP - różnica ciśnień na całej długości przewodu, mierzona manometrem dyferencyjnym,

P_{max} - ciśnienie maksymalne (początkowe).

Współczynnik połowej (eksploatacyjnej) równomierności emisji wody EU' obliczano zgodnie z równaniem zaproponowanym przez Keller'a i Karmeli'ego (1974a):

$$EU' = \frac{q_{min\frac{1}{4}}}{\bar{q}} 100 \quad [\%] \quad (3)$$

gdzie: $q_{min\frac{1}{4}}$ - średni wydatek z $\frac{1}{4}$ najniższych wydatków (czyli z trzech odcinków o najmniejszych wydatkach),

$\bar{q}$ - średni wydatek odcinka przewodu.

Badanie oporów przepływu wody przez przewód porowaty

Badania wykonano tak, aby można było wyliczyć współczynnik oporów hydraulicznych używany w równaniu Hazen'a-Williams'a, który w układzie SI ma następującą postać:

$$\Delta P = 0,1091 L Q^{1,852} C^{-1,852} D^{-4,871} \quad [MPa] \quad (4)$$

gdzie: ΔP - strata ciśnienia w przewodzie [MPa],

L - długość rozpatrywanego przewodu [m],

Q - przepływ wody przez przewód [$m^3 s^{-1}$],

C - współczynnik oporów hydraulicznych [-],

D - średnica wewnętrzna przewodu [m].

Aby wyeliminować zmiany ciśnienia wskutek wydatku wody wzdłuż przewodu badany odcinek został umieszczony w przewodzie polietylenowym o większej średnicy, który następnie uszczelniono. Tak przygotowany przewód porowaty podłączono do źródła wody o stałym ciśnieniu (zmienność maksymalna $\pm 2\%$). Podczas badań wykonywano pomiary strat ciśnienia (przy użyciu profesjonalnego manometru dyferencyjnego klasy 1,6; prod. Manometerwerk Richard Matthes

GmbH), pomiary ciśnienia początkowego, pomiary wydatku i pomiary temperatury wody przepływającej przez przewód porowaty.

Na podstawie pomiarów temperatury dokonano korekcji strat ciśnienia do temperatury odniesienia 20°C, wg normy ISO/TR 10501:1993.

Badania przeprowadzono, po uprzednim dokładnym odpowietrzeniu przewodu osłonowego, dla kilku poziomów różnicy ciśnień od 0,03 MPa do 0,06 MPa (łącznie w 9 powtórzeniach). Minimalna objętość pomiarowa wynosiła 20 dm³, a maksymalna 112 dm³.

Po zakończeniu badań przewodu porowatego wykonano dodatkowe pomiary mające na celu określenie strat ciśnienia na złączkach, którymi przewód był podłączony do manometru różnicowego, natomiast sam przewód porowaty został pocięty na 13 odcinków w celu pomiaru średnicy wewnętrznej. Średnica była mierzona w każdym przekroju w dwóch prostopadłych kierunkach, a następnie wyliczono wartość średnią z wszystkich 52 pomiarów.

Wyniki

Wyniki badań laboratoryjnych (Tab. 1) wskazują, że badane przewody porowate nie odbiegają pod względem zmienności produkcyjnej od produktów wcześniej badanych przez Solomona (1979, 1993), jednakże są gorsze od przewodów badanych przez Yoder'a i Mote'go (1995). Równocześnie wielkość wykładnika potęgowego charakterystyki wydatku (Tab. 1) świadczy, że wypływ wody przez mikropory ma charakter bardziej burzliwy niż w przewodach porowatych badanych przez Solomona (1979, 1993), u których wykładniki potęgowe wyniosły odpowiednio 1,0 i 0,756.

Tab. 1 Wydatki badań laboratoryjnych przewodu porowatego oraz wyliczona charakterystyka wydatku (badane wg metodyki ISO, ciśnienie rosnące)
Results of laboratory tests of porous pipe and derived discharge equation (according to ISO conditions, increasing pressure)

Ciśnienie Pressure p [MPa]	0,02	0,04	0,05	0,06	0,08	0,1
Średni wydatek Q Mean discharge Q [dm ³ h ⁻¹ m ⁻¹]	4,77	7,63	8,35	9,40	10,46	14,51
Wsp. zmienności C _v Coef. of variation C _v [%]	42,40	40,84	40,01	39,08	43,78	36,13
Charakterystyka wydatku Discharge equation	$Q = 46,87 p^{0,5942}$					

Bardzo istotne są różnice parametrów pomiędzy poszczególnymi badanymi partiami przewodów. Szacunkowo obliczone parametry (Tab. 2) świadczą, że różne partie przewodu porowatego wytworzone wg jednakowej technologii mogą się cechować bardzo różnymi wydatkami, tak, że statystyczna zmienność wydatku różnych partii

może przekraczać 20%. Dane zamieszczone w Tabeli 2 wskazują również, że średni wydatek przewodu porowatego i jego zmienność produkcyjna mogą być ze sobą odwrotnie skorelowane. Spośród przebadanych partii przewodu porowatego, partie oznaczone numerami 1 i 2 miały wprowadzić wyższy wydatek niż średni obliczony dla tego produktu (Tab. 1), ale za to współczynniki zmienności produkcyjnej C_v obliczone dla tych partii były znacznie niższe od średniej. Natomiast dla partii przewodu oznaczonej numerem 3 niższy wydatek był powiązany ze znacznie wyższym współczynnikiem zmienności C_v .

Należy przy tym pamiętać, że nawet te partie przewodu porowatego, które cechują się niższymi współczynnikami zmienności nie mogą być substytutem dla linii kroplujących spełniających normy jakości. Wg ISO 9261 zmienność produkcyjna emiterów kroplowych w żadnym przypadku nie powinna przekraczać 10 % (klasa B), a wg normy ASAE 405.1 (za Solomonem, 1993) współczynnik C_v linii kroplujących nie powinien przekraczać 20 %. Polska norma BN-89/9191-17 plasuje się tutaj pośrodku dopuszczając istnienie klasy C o maksymalnym współczynniku zmienności C_v równym 15 %.

Tab. 2 Parametry poszczególnych partii węża porowatego (obliczone szacunkowo dla 8-9 próbek, ciśnienie rosnące)

Parameters of individual lots of porous pipe (estimated for 8-9 samples, increasing pressure)

Ciśnienie Pressure p [MPa]	Średni wydatek Q Mean discharge Q [dm ³ h ⁻¹ m ⁻¹]			Wsp. zmienności C_v Coef. of variation C_v [%]			Wsp. C_v pomędzy partiami C_v coef. between lots [%]
	Partia 1 Lot 1	Partia 2 Lot 2	Partia 3 Lot 3	Partia 1 Lot 1	Partia 2 Lot 2	Partia 3 Lot 3	
0,02	5,67	5,19	3,59	29,60	27,99	64,67	22,65
0,04	9,09	8,28	5,76	28,63	26,43	61,50	22,52
0,05	10,10	9,03	6,40	27,54	27,00	59,45	22,37
0,06	11,27	9,99	7,22	26,20	26,35	58,14	21,82
0,08	13,62	11,93	7,92	22,14	26,56	58,25	26,23
0,10	17,09	15,49	11,33	25,53	26,18	50,18	20,31

Wykładniki potęgowe szacunkowych charakterystyk wydatku poszczególnych partii przewodu porowatego (Tab. 3) wskazują, że wszystkie trzy partie przewodu cechowały się praktycznie jednakową burzliwością przepływu wody przez mikropory. Jednakże duże różnice pomiędzy współczynnikami stałymi uniemożliwiają uznanie tego przewodu za jednorodny produkt.

Tab. 3 Szacunkowe charakterystyki wydatku poszczególnych partii przewodu porowatego.

Estimated discharge equations of individual lots of porous pipe.

Partia przewodu	Lot of pipe	Charakterystyka wydatku	Discharge equation
1		$Q = 74,82 p^{0,6607}$	
2		$Q = 63,94 p^{0,6434}$	
3		$Q = 47,01 p^{0,6581}$	

Tab. 4 Wyniki pomiarów równomierności wydatku przewodu o długości 50 m przy różnych poziomach ciśnienia początkowego (średnie z trzech powtórzeń)

Results of field tests of discharge uniformity of 50 m long porous pipe for different initial pressure levels (means of three repetitions)

Ciśnienie początkowe Initial pressure [MPa]	Różnica ciśnień Outlet-inlet pressure difference [bar]	Zmienność ciśnienia Pressure variation P_{var} [%]	Zmienność wydatku Discharge variation C_v [%]	Równomierność emisji Emission uniformity EU' [%]	Średni wydatek Mean discharge Q [dm ³ h ⁻¹ m ⁻¹]
0,02	0,036	18,00	24,54	81,64	3,45
0,03	0,087	28,89	29,38	79,32	4,90
0,04	0,123	30,75	28,93	82,21	5,54
0,05	0,178	35,53	28,67	84,32	6,69

Tab. 5. Wyniki badań oporów hydraulicznych przewodu porowatego (po korekcie do temperatury 20°C; D = 12,61 mm; Re = 12550).

Results of porous pipe roughness test (after correction to temperature 20°C; D = 12,61 mm; Re = 12550)

Ciśnienie początkowe Initial pressure [MPa]	0,051	0,058	0,065	0,077	0,079	0,079	0,084	0,096	0,097
Wsp. oporów C [-] Hazen-Williams coef.	109,0	109,3	108,5	108,6	107,9	107,9	116,0	107,7	108,3
Średnio Mean	109,24								

Dla wielu badaczy parametrem decydującym o przydatności danego sprzętu do celów nawodnieniowych jest równomierność emisji. Badania losowo wybranego 50 m przewodu (Tab. 4) świadczą, że współczynnik połowej (eksploatacyjnej) równomierności emisji EU' waha się od 79,3 do 84,3 % (w zależności od ciśnienia) i jest na dopuszczalnym poziomie (Bralts, 1986).

Niemniej średni współczynnik oporów przepływu wody Hazen'a-Williams'a (C) wyliczony na poziomie 109,2 (Tab. 5) jest znacznie gorszy od współczynników

charakteryzujących przewody PE lub PCW (z których zazwyczaj buduje się systemy nawodnieniowe) i mieszczących się w przedziale 130-150. Oznacza to, że w bardziej złożonych instalacjach nawodnieniowych zmienność ciśnienia będzie większa niż w analogicznych systemach zbudowanych z przewodów PE lub PCW. A ponieważ zmienność ciśnienia jest jednym z podstawowych (obok zmienności produkcyjnej) parametrów wpływających na równomierność emisji, należy przypuszczać, że współczynnik EU⁷ w większych instalacjach będzie znacznie niższy niż dla pojedynczego przewodu (jak w Tab. 4).

Wnioski

1. Zmienność wydatku przewodu porowatego badana laboratoryjnie wykracza poza wartość zmienności statystycznej dopuszczalnej przez normy ISO dla emiterów kropłowych.
2. Wyniki badań zmienności wydatku przewodu na długości 50 m wykazały zmienność statystyczną 24,54 % do 29,38 % (w zależności od ciśnienia), przy połowej równomierności emisji wahającej się od 79,32 do 84,32 %.
3. Stwierdzono nieliniową zależność współczynnika połowej równomierności emisji (EU⁷) od ciśnienia w wynikach badań przewodu na długości 50 m co wskazuje na możliwość dużej zmienności rozmiarów mikropor w ściankach przewodu i potrzebę kondycjonowania przewodu.
4. Współczynnik oporów hydraulicznych Hazena-Williamsa (C) został określony na 109,24 dla temperatury odniesienia 20°C, co oznacza znacznie większe spadki ciśnienia w przewodach porowatych niż w powszechnie stosowanych przewodach PE.
5. Wyniki badań wykazały ograniczone możliwości stosowania badanych przewodów porowatych w komercyjnych systemach nawodnieniowych.

Literatura

- American Society of Agricultural Engineers, 1989. *Design and Installation of Microirrigation Systems*. ASAE Standard EP405.1
- BN-89/9191-17. Nawodnienia umiejscowione. Przewody nawadniające. Określenia i metody badań.
- BRALTS V.F. 1986. *Operational Principles - Field Performance and Evaluation*. Nakayama F.S., Bucks D.A. (red.) *Trickle Irrigation for Crop Production*. Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam: 216-240.
- ISO 9261:1991. *Agricultural irrigation equipment - Emitting-pipe systems Specification and test methods*. ss. 7.
- ISO/TR 10501:1993. *Thermoplastic pipes for the transport of liquids under pressure - Calculation of head losses*. ss. 5.

- KELLER J., KARMELI D. 1974a. *Trickle Irrigation Design Parameters*. Trans. ASAE 17(4): 678-684.
- KELLER J., KARMELI D. 1974b. *Trickle Irrigation Design*. Rain Bird Sprinkler Manufacturing Corp. Glendora, California. Manuscript, ss.182
- OSTROMĘCKI J. 1978. *Obliczenia hydrauliczne w projektowaniu i eksploatacji systemów nawodnień kropłowych*. Wiadomości Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych, t. XIII, z. 3: 271-316.
- SOLOMON K.H. 1979. *Manufacturing Variation of Trickle Emitters*. Trans. ASAE 22(5): 1034-1038, 1043.
- SOLOMON K.H. 1993. *Subsurface Drip Irrigation: Product Selection and Performance*. Proc. of "Subsurface Drip Irrigation: Theory, Practices and Application" Conference. Visalia, California. CATI Publication No. 92 1001: 3-25.
- VON BERNUTH R.D., SOLOMON K.H. 1986. *Design Principles - Emitter Construction*. Nakayama F.S., Bucks D.A. (red.) *Trickle Irrigation for Crop Production*. Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam: 27-52.
- YODER R.E., MOTE C.R. 1995. *Porous Pipe Discharge Uniformity*. Proc. Fifth Intern. Microirrigation Congress "Microirrigation for a Changing World: Conserving Resources / Preserving the Environment". Orlando, Florida. 2-6.04.1995: 750-755.

Summary

Technical parameters of porous pipes and their suitability for irrigation systems. Laboratory tests of three lots of porous pipes, showed that mean coefficient of manufacturing variation C_v was 40.0% ($p=0.05$ MPa), while estimated coefficients of individual lots were between 27.0% and 59.5%. These C_v values place porous pipes beyond normative ranges acceptable for drip lines. Much better results were obtained during field test of single lateral, where field emission uniformity EU' was 84.3% ($p=0.05$ MPa) what is the acceptable value. Unfortunately Hazen-Williams roughness coefficient (calculated on the basis of special test), was 109.2, and suggests that emission uniformity of bigger irrigation system could be lower.

Paweł Konopacki, Waldemar Treder
Instytut Sadownictwa i Kwiaciarnictwa
ul. Pomologiczna 18, 96-100 Skierniewice
e-mail: pkonopac@insad.isk.skierniewice.pl
Ewa Kowalska
Instytut Chemii Przemysłowej
ul. Rydygiera 8, 01-793 Warszawa