ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ 1985

Seria : AUTOMATYKA z.78 Nr kol. 847

Krzysztof MALINOWSKI
Andrzej KARBOWSKI
Instytut Automatyki
Politechnika Warszawska

HIERARCHICZNA STRUKTURA STEROWANIA FALĄ POWODZIOWĄ W DORZECZU GÓRNEJ WISŁY

Streszczenie. Referat prezentuje działającą w trybie on-line hierarchiczną strukturę sterowania falą powodziową w systemie wielozbiornikowym. Omówione są zadania dwóch poziomów decyzyjnych: operatorów zbiorników retencyjnych i koordynacji. Przedstawione są również wykorzystywane przez strukturę metody szybkiej symulacji transformacji fali powodziowej oraz przedłużania prognoz krótkoterminowych. Omówione są także wyniki cyfrowej symulacji działania struktury.

1. Wstęp

Celem sterowania falą powodziową jest minimalizacja strat spowodowanych przejściem fali przez system koryt rzecznych. Przyjmujemy, że straty te są wyrażone poprzez niemalejącą funkcję kulminacji fali w wybranych punktach systemu. Z reguły największą wagę przywiązuje się do punktów węzłowych, usytuowanych u ujścia rzek. W związku z tym, z punktu widzenia całości systemu, pożądane sterowanie powinno minimalizować kulminację fali w tych właśnie miejscach. Stoi to jednak w sprzeczności z celami lokalnymi operatorów zbiorników retencyjnych, którzy są zainteresowani minimalizacją kulminacji zrzutów ze swych zbiorników, a nie przepływów w jakichś odległych punktach. Inna trudność wynika z wysokiego poziomu niepewności (szczególnie na początku powodzi) związanego z przyszłymi wartościami dopływów do zbiorników.

Aby prowadzić efektywną gospodarkę powodziową, centrum powinno posiadać dość dokładne prognozy dopływów. Jak uczy doświadczenie, jest to zwykle nieosiągalne. Ponadto, struktura sterowania powinna być w możliwie dużym stopniu odporna na ewentualne przerwy w łączności między centrum a operatorami zbiorników retencyjnych. Wreszcie, wymiar zadania optymalizacji zrzutów w systemie wielozbiornikowym jest bardzo wysoki (z powodu złożonego modelu transformacji fali - ok. 110 równań różniczkowych zwyczajnych), co czyni je bardzo uciążliwym, jeśli nie niemożliwym, do rozwiązania w czasie rzeczywistym.

Próbą pogodzenia interesów centrum i jednostek lokalnych, a także przezwyciężenia wymienionych wyżej trudności jest proponowana hierarchiczna struktura sterowania falą powodziową.

Teoria sterowania hierarchicznego jest obecnie szeroko rozwinięta [1] .

Z powodzeniem jest również stosowana do projektowania struktur sterowania w systemach wodnych [2], [3], [4], [5].

2. Opis struktury sterowania

Rozważany system rzeczny składa się z kilku zbiorników retencyjnych zlokalizowanych na dopływach bocznych do głównej rzeki (rys.1). Zrzuty ze zbiorników są wyznaczane poprzez ich operatorów tak, by spełniać cele lokalne, którymi są:

1) utrzymywanie poziomu piętrzenia w określonych granicach (wymagania bezpieczeństwa zbiorników, energetyki i potrzeb komunalnych),
2) realizacja zrzutów większych od pewnego zrzutu minimalnego (wymagania żeglugi i ochrony środowiska),
3) realizacja maksymalnego napełnienia zbiornika pod koniec powodzi (po okresie powodzi zwykle następuje okres suszy),
4) minimalizacja lokalnego wskaźnika jakości wyrażającego straty zależne od kulminacji zrzutu ze zbiornika (tak jak w gospodarce tradycyjnej) i wagi, jaką do niej przywiązuje centrum.

Przyjmując, że centrum przekazuje operatorom zbiorników parametry przestrajające ich reguły decyzyjne, rozwiązywane przez nich zadania lokalne (ZL) możemy zapisać następująco:

$$ZL_i: \min_{u_i} q_i(u_i, \underline{a}_i) \tag{1}$$

$$\dot{w}_i(t) = \bar{d}_i(t) - u_i(t) \tag{2}$$

$$w_i(t_o) = w_{i_o} \tag{3}$$

$$w_i(t_k) = w_{i_{max}} \tag{4}$$

$$w_{i_{min}} \leq w_i(t) \leq w_{i_{max}} \tag{5}$$

$$u_{i_{min}} \leq u_i(t) \leq u_{i_{max}}(w_i) \qquad t \in [t_o, t_k] \tag{6}$$

gdzie: i - indeks zbiornika, u_i - zrzut ze zbiornika, w_i - retencja zbiornika, $\underline{a}_i$ - wektor parametrów przestrajających lokalny wskaźnik jakości q_i, $\bar{d}_i$ - prognoza dopływu do zbiornika, q_i - lokalny funkcjonał jakości.

Ograniczenie górne na zrzut (6) wynika z cech konstrukcyjnych zbiornika i dlatego nie zostało uwzględnione w celach sterowania.

Rozwiązując zadania lokalne otrzymujemy lokalne prawa sterowania:

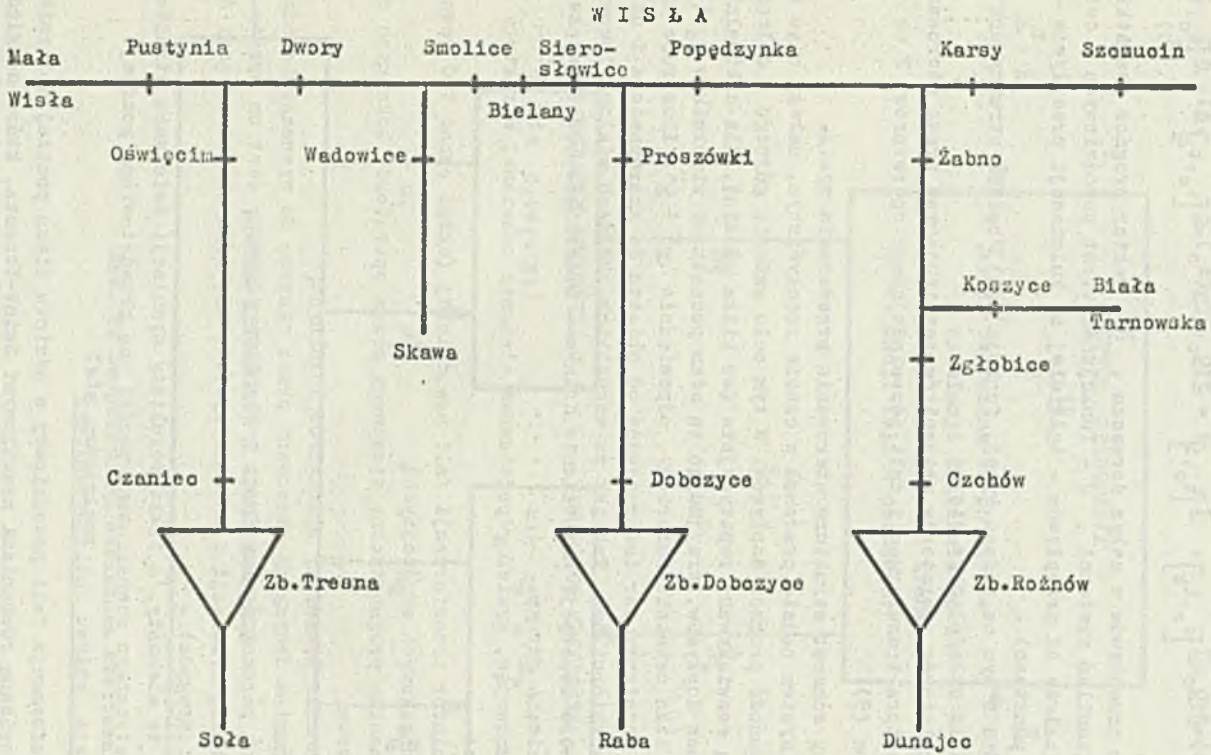
$$\hat{u}_i = R_i(w_i(t_o), \bar{d}_{i\,[t_o, t_k]}, \underline{a}_i) \tag{7}$$

które realizują operatorzy zbiorników.

Wyznaczanie optymalnej wartości $\hat{\underline{a}}$ wektora parametrów $\underline{a} = [\underline{a}_1, \underline{a}_2, \ldots, \underline{a}_m]$, gdzie m- liczba zbiorników, jest zadaniem poziomu koordynacji, czyli centrum.

Optymalność oznacza tu możliwie małą wartość oczekiwaną wskaźnika strat powodziowych w całym dorzeczu.

Przy wyznaczaniu $\hat{\underline{a}}$ koordynator, wykorzystując długoterminowe prognozy dopływów do zbiorników i dopływów bocznych oraz pomiary stanu



Rys.1. Badany fragment dorzecza Górnej Wisły

dorzecza, wykonuje symulacje działania operatorów lokalnych i transformacji fali w dorzeczu. Jego zadanie (ZK) można więc sformułować następująco:

$$\text{ZK:} \quad \min_{\underline{a}} \left[J(\underline{Q}_{[t_0,t_k]}) = \varphi(\underline{a}) \right] \tag{8}$$

$$\underline{Q}(t) = \underline{F}(\underline{Q}_0, \hat{\underline{u}}_{[t_0,t_k]}, \bar{\underline{d}}_{[t_0,t]}) = \underline{F}(\underline{Q}_0, \underline{R}(\underline{w}(t_0), \bar{\underline{d}}_{[t_0,t_k]}, \underline{a}), \bar{\underline{d}}_{[t_0,t]}) \tag{9}$$

gdzie:

$\underline{Q}$ - wektor przepływów w całym dorzeczu , $\bar{\underline{d}}$ - wektor prognoz wszystkich dopływów (zasilań systemu) , J - funkcjonał strat powodziowych w całym dorzeczu (zależy od przepływów - a ściślej od kulminacji przepływów - w wybranych punktach) .

Zgodnie z tym co podano wyżej, funkcja $\varphi(\underline{a})$ będzie otrzymywana za pomocą modelu składającego się z:

a) m symulatorów operatorów zbiorników realizujących prawa sterowania (7),

b) symulatora transformacji fali odpowiadającego operatorowi F we wzorze (9).

Ogólny schemat struktury sterowania przedstawia rys.2.

Cały system będzie pracował w czasie rzeczywistym, należy więc uwzględnić niepewność prognoz dopływów. W tym celu zadania górnego i dolnego poziomu będą rozwiązywane repetycyjnie (co kilka godzin), dla uaktualnionych prognoz dopływów, przyjmując za stan początkowy zbiorników $\underline{w}_0$ i cieku $\underline{Q}_0$ stan ostatnio zmierzony, odpowiednio $\underline{w}^r$ i $\underline{Q}^r$. Ilustruje to na rys.2 dodatkowy tor informacyjny od obiektu do koordynatora i do operatorów zbiorników. Tak jak we wszystkich układach wielopoziomowych, częstotliwość repetycji na poziomie dolnym - zbiorników będzie większa niż na poziomie górnym.

Podsumowując, wymieńmy podstawowe elementy omawianej struktury sterowania:

(1) symulator transformacji fali powodziowej (układ ponad 100 równań różniczkowych zwyczajnych),

(2) mechanizm prognostyczny stosowany przez operatorów lokalnych oraz centrum,

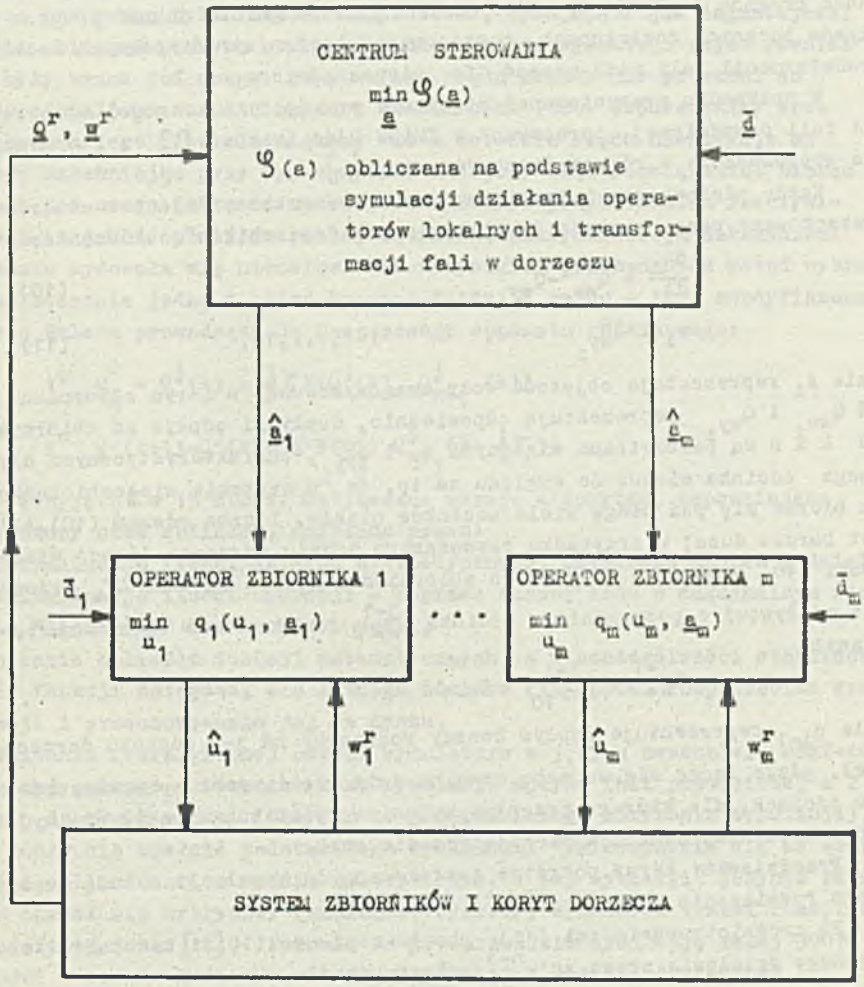
(3) mechanizm decyzyjny operatorów lokalnych,

(4) mechanizm decyzyjny stosowany przez centrum do wyznaczenia odpowiednich parametrów lokalnych wskaźników jakości. Jest on oparty na szybkiej symulacji działania systemu dla różnych scenariuszy dopływów (prognoz) .

Wszystkie te elementy, a także rezultaty symulacji działania struktury dla hipotetycznego scenariusza powodzi są przedstawione poniżej.

3. Symulacja spływu fali powodziowej

Transformacja fali powodziowej w odcinku cieku poniżej zbiornika może być opisana równaniami cząstkowymi Saint-Venanta, które uwzględniają takie czynniki, jak:kształt koryta rzeki i związane z nim wielkości (np. nachylenie, współczynniki tarcia itp.), a także tzw. dopływy boczne rozłożone, pochodzące od opadów atmosferycznych i zjawiska wsiąkania wody



Rys. 2. Dwupoziomowa struktura sterowania falą powodziową

w koryto. Równania te są na tyle skomplikowane, że ich numeryczne rozwiązanie jest rzeczą trudną i czasochłonną. Okazuje się jednak, że dla wykorzystania operacyjnego, gdzie symulację spływu fali powodziowej wykonuje się wielokrotnie dla różnych wariantów sterowań i różnych scenariuszy i gdzie w związku z tym krytyczną wielkością jest czas obliczeń, wystarczają dużo prostsze modele. Poza tym, wziąwszy pod uwagę niedokładność prognoz dopływów do zbiorników i jeszcze gorszą jakość prognoz dopływów bocznych rozłożonych, zastosowanie bardzo wyrafinowanych modeli transformacji fali może okazać się nieuzasadnione.

W przypadku prezentowanej struktury przyjęto model transformacji fali powodziowej, opracowany w IMiGW Oddz.Kraków [7], który może być wyprowadzony z równań Saint-Venanta [6].

Każdy odcinek rzeki (pomiędzy dwoma wodowskazami) jest w nim reprezentowany przez kaskadę 10 nieliniowych "zbiorników" o równaniach:

$$\frac{ds_i}{dt} = Q_{we_i} - Q_{wy_i} \tag{10}$$

$$s_i = k \cdot Q^n_{wy_i}, \qquad i=1,\dots,10, \tag{11}$$

gdzie s_i reprezentuje objętość wody zmagazynowanej w i-tym zbiorniku, zaś Q_{we_i} i Q_{wy_i} reprezentują odpowiednio, dopływ i odpływ ze zbiornika, zaś k i n są parametrami wiążącymi s_i i Q_{wy_i}, charakterystycznymi dla danego odcinka cieku. Ze względu na to, że w systemie wielozbiornikowym bierze się pod uwagę wiele odcinków cieków, liczba równań (10),(11) jest bardzo duża; w przypadku rozważanego modelu dorzecza Górnej Wisły wynosi 110. Dopływ do pierwszego zbiorniczka j-tego odcinka $Q^j_{we_1}$ równy jest odpływowi z poprzedniego odcinka Q^{j-1}_{wy}, wyrażonemu w sposób następujący:

$$Q^{j-1}_{wy} = Q^{j-1}_{wy_{10}} + q_{j-1}$$

gdzie q_{j-1} reprezentuje dopływ boczny rozłożony na j-1 odcinku dorzecza. Węzeł, gdzie łączą się ze sobą dowolne dwie rzeki, jest opisywany również jako odcinek, dla którego przepływ wejściowy jest sumą przepływów wyjściowych z ostatnich odcinków zlewających się rzek.

Przedstawimy teraz pokrótce zastosowaną do symulacji metodę numerycznego rozwiązania układu równań (10), (11).

Po zróżniczkowaniu zal.(11), podstawieniu do (10) i wykonaniu obustronnego dzielenia przez $nk \cdot Q^{n-1}_{wy_i}$ otrzymujemy:

$$\dot{Q}_{wy_i} = \frac{1}{nk} Q^{1-n}_{wy_i} (Q_{we_i} - Q_{wy_i}), \quad i=1,\dots,10 \tag{12}$$

Biorąc pod uwagę, że $Q_{we_i} = Q_{wy_{i-1}}$ $i=2,\dots,10$, otrzymujemy dla każdego odcinka układ 10 równań różniczkowych nieliniowych o postaci:

$$\dot{\underline{Q}}^j = \underline{F}(\underline{Q}^j, Q^j_{we_1}) \tag{13}$$

gdzie j-indeks odcinka, $Q^j_{we_1}$ - dopływ do 1 zbiorniczka odcinka (znany w momencie rozwiązywania układu) (13).

W ostatnich latach prowadzone były w IA PW prace ([6]) mające na celu:
- dobór odpowiedniej metody całkowania równań (13),
- możliwie wydajną implementację algorytmu na minikomputerze MERA-400.

Już na początku badań odrzucone zostały formuły zamknięte (uwikłane), które choć stabilne przy dowolnym kroku całkowania, charakteryzują się dużą złożonością obliczeniową. Wynika to z konieczności rozwiązywania dużego układu równań algebraicznych nieliniowych. Spośród metod jawnych wzięto pod uwagę tylko metody najprostsze, wymagające jak najmniejszej ilości obliczeń prawych stron równania. Metody wysokiego rzędu również nie były brane pod uwagę, gdyż wzrost rzędu metody nie prowadzi do proporcjonalnego wzrostu obszaru stabilności (tzn. dopuszczalny krok całkowania jest niewiele większy niż w metodzie rzędu niskiego); co prawda zapewniając przy tym znacznie mniejszy błąd rozwiązania. Biorąc jednak pod uwagę fakt, iż model jest zgrubnym przybliżeniem rzeczywistości, a jakość pomiarów raczej wątpliwa, maksymalizacja dokładności schematu wydawała się niecelowa. Ze wszystkich przebadanych metod wybrano ostatecznie jedną z metod Rungego-Kutty II rzędu - tzw. zmodyfikowaną metodę Eulera prowadzącą do 2-etapowego schematu różnicowego:

$$1^{\circ}\quad \underline{Q}^{j}_{\frac{1}{2}} = \underline{Q}^{j}(k) + \tfrac{1}{2}\tau F(\underline{Q}^{j}(k),\ Q^{j}_{we_1}(k))$$

$$2^{\circ}\quad \underline{Q}^{j}(k+1) = \underline{Q}^{j}(k) + \tau \cdot F(\underline{Q}^{j}_{\frac{1}{2}},\ Q^{j}_{we_1}(k+\tfrac{1}{2}\tau))$$

Przyjęto τ = 15 minut. Ostateczną wersję algorytmu, zapewniającą najkrótszy czas obliczeń, uzyskano przez:
- minimalizację ilości działań arytmetycznych, zwłaszcza mnożeń i dzieleń,
- minimalizację ilości operacji - poprzez budowę kodu w maksymalnym stopniu "liniowego" bez skoków i pętli,
- unikanie obliczeń funkcji matematycznych, a w szczególności stablicowanie funkcji potęgowej dla każdego odcinka (12) przed rozpoczęciem symulacji i przechowywanie jej na dysku,
- zapisanie newralgicznej części symulatora w języku assemblera MERY-400.

Mimo radykalnego skrócenia czasu symulacji spływu fali powodziowej z 2 godzin do ok. 2 minut (dotyczy to 300-godzinnego horyzontu symulacji), nie udało się spełnić podstawowego wymagania: "zmieszczenia" się ze wszystkimi obliczeniami w czasie rzeczywistym. W tej sytuacji, jedynym ratunkiem okazał się hybrydowy (analogowo-cyfrowy) symulator transformacji fali powodziowej (zob. [16]). Pozwala on przeprowadzić symulację całej 300h powodzi w czasie krótszym niż 1s, zapewniając większą dokładność i uwzględniając szereg zjawisk (np. podpiętrzanie w węzłach, korelacja dopływów bocznych rozłożonych ze skupionymi) pomijanych w modelu cyfrowym przedstawionym powyżej.

4. Prognozowanie dopływów

Procedury wyznaczania prognoz stanowią zasadnicze narzędzie software'owe wymagane przez lokalne i centralne mechanizmy decyzyjne. Same mechanizmy lokalne mogą stosować długo- lub krótkoterminowe prognozy,

lub nie stosować prognoz w ogóle [6],[7],[9]. Prezentowana tutaj lokalna reguła decyzyjna wymaga długoterminowej prognozy dopływu do danego zbiornika. Z drugiej strony, jak już wyżej wspomniano, mechanizm koordynacji na poziomie centrum musi stosować długoterminowe prognozy zarówno dopływów do zbiorników, jak i pozostałych dopływów bocznych (skupionych i rozłożonych), ażeby we właściwy sposób organizować współdziałanie zbiorników.

W rozpatrywanej strukturze sterowania stosowane są następujące rodzaje prognoz:

(i) krótkoterminowe (48-godzinne) prognozy dopływów do zbiorników i dopływów bocznych skupionych dostarczane podczas powodzi przez służby hydrologiczno-meteorologiczne,

(ii) długoterminowe, otrzymane na drodze "przedłużania" do końca horyzontu sterowania prognoz krótkoterminowych. Wykorzystuje się do tego celu dane o powodziach historycznych, a także bieżące obserwacje przebiegu powodzi.

Do obliczania prognoz długoterminowych, a dokładniej, ekstrapolacji prognoz krótkoterminowych na cały horyzont sterowania, wykorzystuje się dość naturalną metodę aproksymacji funkcji ciągłej na przedziale $[a,b]$ przez kombinację pewnych funkcji bazowych. Przyjmijmy, nie wdając się na razie w szczegóły, że bazę tę stanowią funkcje $f_1(t)$, $f_2(t)$,... Oznaczmy:

$[t_0, t_k]$ - horyzont sterowania,

τ - czas aktualny.

Prognozę $\bar{d}(t)$, $t \in (\tau, t_k]$ dopływu d wyznacza się w sposób następujący:

(1) W chwili τ obliczania prognozy $t_0 \leqslant \tau \leqslant t_k$ przedstawia się konkatenację $d^{*}(t)$, $t \in [t_0, \tau + 48]$ zaobserwowanego dopływu $d(t)$, $t \in [t_0, \tau]$ i jego krótkoterminowej prognozy $\tilde{d}(t)$, $t \in (\tau, \tau+48h]$ (tzn.

$$d^{*}(t) = \begin{cases} d(t) & t \in [t_0, \tau] \\ \tilde{d}(t) & t \in (\tau, \tau + 48h] \end{cases} \quad)$$

w postaci kombinacji liniowej $\hat{d}$ funkcji bazowych obciętych do przedziału $[t_0, \tau+48h]$, tj.:

$$\hat{d}(t) = \sum_i c_i f_i(t), \quad t \in [t_0, \tau+48h],$$

dobranej w ten sposób, by minimalizować błąd średniokwadratowy:

$$\xi^2 = \int_{t_0}^{\tau+48h} \left[d^{*}(t) - \hat{d}(t)\right]^2 dt$$

(2) Przedłuża się otrzymaną funkcję $\hat{d}$ na przedział $(\tau+48h, t_k]$ wykonując dodatkowo tzw. wyrównanie, tzn. wygaszanie (np. liniowe) różnicy $\Delta d = d^{*}(\tau+48) - \hat{d}(\tau+48)$ na pewnym, ustalonym wcześniej przedziale Δt.

Ostatecznie, prognozę długoterminową $\bar{d}(t)$, $t \in (\tau, t_k]$ dopływu d wyznacza się ze wzoru:

$$\bar{d}(t)=\begin{cases}\tilde{d}(t) & t\in(\tau,\tau+48h]\\ \hat{d}(t)+\Delta d\left[1-\frac{t-(\tau+48h)}{\Delta t}\right] & t\in(\tau+48h,\tau+48h+\Delta t]\\ \hat{d}(t) & t\in(\tau+48h+\Delta t,t_k]\end{cases}$$

Jako funkcje bazowe $f_1, f_2, \ldots$ najlepiej przyjąć [10], [11] składowe charakterystyczne $\varphi_1, \varphi_2, \ldots$ będące funkcjami własnymi równania całkowego:

$$\int_{t_0}^{t_k} r(t,\tau)\,\varphi(\tau)\,d\tau=\lambda\,\varphi(t)$$

gdzie:

$$r(t,\tau)=\sum_l h_l(t)h_l(\tau)$$

- funkcja korelacyjna utworzona na podstawie dotychczasowych realizacji procesu (tzn. hydrogramów historycznych h_l, $l=1,2,\ldots$).

Jak podaje literatura [12], składowe charakterystyczne umożliwiają najlepszą "rekonstrukcję" estymowanego procesu.

W najprostszym przypadku, godząc się na pogorszenie jakości prognoz, funkcje bazowe można utworzyć wykorzystując do tego procedurę ortonormalizacji Grama-Schmidta:

$$f_1(t)=\frac{h_1(t)}{\|h_1(t)\|}\quad,\qquad \|x(t)\|\triangleq\sqrt{\int_{t_0}^{t_k} x(t)^2dt}$$

$$f_l(t)=\frac{h_l(t)-\alpha_l\cdot f_{l-1}(t)}{\|h_l(t)-\alpha_l\cdot f_{l-1}(t)\|}$$

gdzie:

$$\alpha_l:\int_{t_0}^{t_k}\left[h_l(t)-\alpha_l f_{l-1}(t)\right]f_{l-1}(t)\,dt=0$$

czyli

$$\alpha_l=\int_{t_0}^{t_k} h_l(t)\,f_{l-1}(t)dt$$

zaś h_l, $l=1,2,\ldots$ oznaczają jak wyżej hydrogramy historyczne.

W podstawowej wersji struktury sterowania bierze się pod uwagę tylko po jednej prognozie długoterminowej dla każdego dopływu w danej chwili τ czasu rzeczywistego. W wersjach bardziej złożonych wykorzystuje się, tak na poziomie centralnym, jak i lokalnym, całe pęki prognoz w celu uwzględnienia różnych scenariuszy rozwoju sytuacji powodziowej.

5. Lokalny mechanizm decyzyjny

Zgodnie z tym co zostało stwierdzone w p.2, każdy z operatorów zbiorników retencyjnych rozwiązuje zadanie lokalne o postaci:

$$\min_{u_i} q_i(u_i,\underline{a}_i) \tag{14}$$

przy ograniczeniach (2)-(6). W tradycyjnej gospodarce powodziowej funkcjonał q_i ma postać:

$$q_i(u_i)=\max_{t\in[t_0,t_k]} u_i(t), \tag{15}$$

czyli lokalnym wskaźnikiem strat powodziowych jest wartość kulminacji zrzutu ze zbiornika u_i. Uwzględniając w naszej strukturze doświadczenia gospodarki tradycyjnej, proponujemy, by wektor $\underline{a}_i$ opisywał funkcję wagi $\alpha_i(t)$ przeskalowującą wskaźnik jakości z zadania klasycznego (15). Lokalny wskaźnik jakości w zadaniu ZL_i będzie wtedy wyrażał się wzorem :

$$q_i(u_i,\underline{a}_i) = \max_{t \in [t_0,t_k]} u_i(t).\alpha_i(t) \qquad (16)$$

zaś lokalny mechanizm decyzyjny będzie następujący:

Co T_D godzin (gdzie T_D oznacza okres repetycji na poziomie lokalnym), powiedzmy w chwili τ, operator i-tego zbiornika określa swoją decyzję $\hat{u}_i$ (zrzut z i-tego zbiornika w przedziale $[\tau, t_k]$) rozwiązując zadanie:

$$ZL_i: \quad \min_{u_i[\tau,t_k]} \max_{t \in [\tau,t_k]} \alpha_{1_i}(t).u_i(t) \qquad (17)$$

przy ograniczeniach:

$$\dot{w}_i(t) = \bar{d}_i^{\tau}(t)-u_i(t)$$
$$w_i(\tau)=w_{i_\tau}$$
$$w_i(t_k)=w_{i_{max}}$$
$$w_{i_{min}} \leqslant w_i(t) \leqslant w_{i_{max}}$$
$$u_{i_{min}} \leqslant u_i(t) \leqslant u_{i_{max}}(w_i) \qquad t \in [\tau,t_k]$$

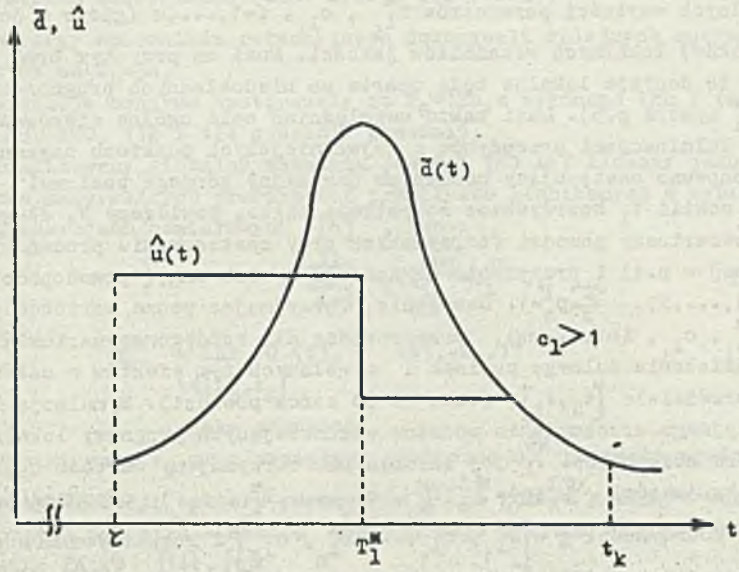
$\bar{d}_i^{\tau}(t)$ oznacza tu prognozę dopływu do i-tego zbiornika w przedziale $(\tau,t_k]$ postawioną w chwili τ; pozostałe oznaczenia jak w p.2.

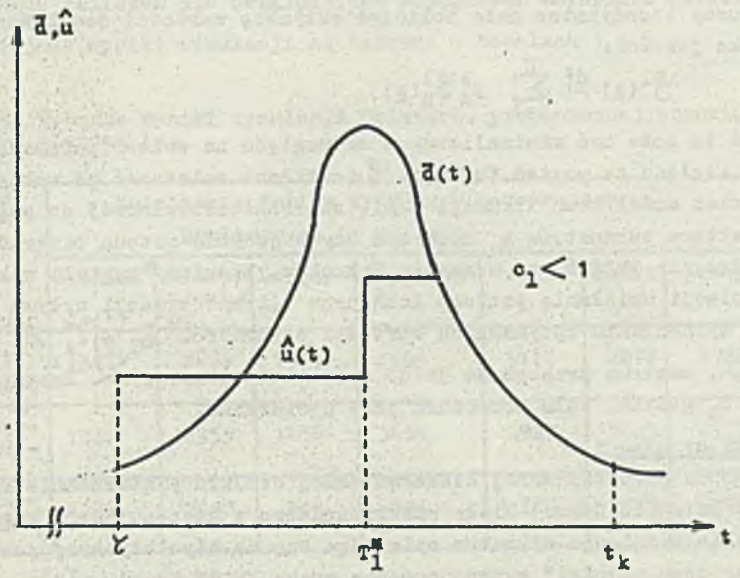
Funkcja wagi $\alpha_{1_i}(t)$, dzięki której koordynator wpływa na decyzje lokalne, musi być oczywiście określona w chwili $t_1 \leqslant \tau$. W szczególności $\alpha_{1_i}(\cdot)$ może mieć postać następującą:

$$\alpha_{1_i}(t) = \begin{cases} 1 & t \in [\tau, T^*_{1_i}) \\ c_{1_i} & t \in [T^*_{1_i}, t_k] \end{cases}$$

Funkcję taką charakteryzują jednoznacznie dwa parametry: $T^*_{1_i}$ - czas przełączenia i c_{1_i} - współczynnik wagi po przełączeniu, określone przez koordynatora (centrum) w chwili t_1 (patrz p.6). Ze względu na postać ZL_i, w przypadku, gdy $c_{1_i} < 1$, kulminacja zrzutu z i-tego zbiornika powinna być opóźniona, a gdy $c_{1_i} > 1$, to kulminacja ta powinna być przyśpieszona (rys. 3) . Dla $c_{1_i}=1$ otrzymujemy zadanie klasyczne (15). Szczegółową analizę różnych wariantów parametrycznych lokalnych instrukcji operatorskich (tj. wariantów przybliżonych rozwiązań ZL_i) znaleźć można w [6] i [13].

Po rozwiązaniu ZL_i ze zbiornika i-tego realizowany jest zrzut $\hat{u}_i(t)$. Następnie, w czasie $\tau+T_D$ procedura powyższa jest powtarzana, itd.





Rys.3. Typowe rozwiązanie zadania lokalnego

a) $c_1 > 1$ - przyśpieszenie fali

b) $c_1 < 1$ - opóźnienie fali

6. Centralny mechanizm decyzyjny

Zadaniem koordynatora jest określanie w chwilach t_l (co T_G godzin) optymalnych wartości parametrów $T^*_{l_i}$, c_{l_i} , i=1,...,m (gdzie m jest liczbą zbiorników) lokalnych wskaźników jakości. Musi on przy tym brać pod uwagę, że decyzje lokalne będą oparte na niedokładnych prognozach lokalnych $\bar{d}_i^{\tau}$ (patrz p.5). Musi także uwzględniać cele ogólne sterowania związane z kulminacjami przepływów w najważniejszych punktach dorzecza. Zaproponowano następujący mechanizm decyzyjny górnego poziomu:

W chwili t_l koordynator rozpatruje kilka, powiedzmy N, długoterminowych scenariuszy powodzi (otrzymanych przy zastosowaniu procedury przedstawionej w p.4) i przypisuje do każdego z nich wagę("prawdopodobieństwo") p_n^l (n=1,...,N), $\sum_n p_n^l=1$. Następnie, (przyjmując pewne wartości parametrów $T^*_{l_i}$, c_{l_i} , i=1,...,m) przeprowadza dla każdego scenariusza n symulacji działania dolnego poziomu i wywołanych tym efektów w całym dorzeczu w przedziale $[t_l,t_k]$ (tzn. aż do końca powodzi). Symulacja ta wymaga repetycyjnego uruchamiania modułów wyznaczających prognozy lokalne i zrzuty ze zbiorników. Po jej zakończeniu otrzymujemy wartość ogólnego wskaźnika jakości $\mathcal{J}_n^l(\underline{a})=\mathcal{J}_n^l(T^*_{l_1}, c_{l_1},...,T^*_{l_m}, c_{l_m})$ odpowiadającą wektorowi koordynacji $\underline{a}=[T^*_{l_1}, c_{l_1},...,T^*_{l_m}, c_{l_m}]$ i rozpatrywanemu n-temu scenariuszowi powodzi. Powtarzając powyższą symulację dla wszystkich N scenariuszy koordynator może obliczyć estymatę wartości oczekiwanej wskaźnika jakości:

$$\mathcal{J}^l(\underline{a}) \overset{df}{=} \sum_{n=1}^{N} p_n^l \mathcal{J}_n^l(\underline{a})$$

Wielkość ta może być minimalizowana ze względu na wektor parametrów $\underline{a}$.

Ze względu na postać funkcji $\mathcal{J}$ (uwikłana zależność od wektora $\underline{a}$ - poprzez model transformacji fali, nieróżniczkowalność) do optymalizacji wektora parametrów $\underline{a}$ może być użyta jedynie metoda bezgradientowa. Przyjmując, że będzie ona wymagała S kroków, będziemy musieli wykonać S.N symulacji działania poziomu lokalnego i transformacji spływu fali.

Po wyznaczeniu optymalnych wartości parametrów $\hat{\underline{a}}_{l_i}=[\hat{T}^*_{l_i},\hat{c}_{l_i}]$, i=1,...,m, centrum przekazuje je do operatorów zbiorników. Następnie, po upływie T_G godzin, cała procedura jest powtarzana.

7. Wyniki symulacji

Badania proposponowanej hierarchicznej struktury sterowania falą powodziową w dorzeczu Górnej Wisły przeprowadzono w następujących warunkach:

- wszystkie symulacje wykonano opierając się na hipotetycznej powodzi, tzw. "scenariuszu powodzi" zaproponowanym przez IMiGW Kraków [8] ; zawiera on przebiegi dopływów do zbiorników, dopływów bocznych skupionych i rozłożonych oraz prognozy krótkoterminowe (48-godzinne) na horyzoncie 300 h,
- parametry modelu transformacji fali oraz warunki początkowe przyjęto zgodnie ze "scenariuszem powodzi",
- jako kryterium rozpoczęcia sterowania przyjęto przekroczenie przez sumę

dopływów do zbiorników Tresna, Dobczyce i Rożnów wartości progowej $Q_{PR}=500\ \frac{m^3}{s}$. W związku z tym sterowanie prowadzono na horyzoncie $[52,300]$ godz. W przedziałe $[1,52)$ utrzymywano stałe napełnienie we wszystkich zbiornikach (tzn. zrzut= dopływowi),

- operatorzy zbiorników retencyjnych dokonywali kolejnych optymalizacji zrzutów co $T_D=3h$,
- interwencje centrum następowały co $T_G=12h$, a wykonano ich 7 (w 52, 64, 76, 88, 100, 112 i 124 godzinie powodzi),
- minimalizowany globalny wskaźnik jakości (8) był liczony jako suma ważona maksymalnych przekroczeń przepływów granicznych w wybranych 11 przekrojach pomiarowych [8], tzn.:

$$J = \sum_{i=1}^{11} w_i (Q_i^{KUL} - Q_i^{GR})_+ \qquad (18)$$

gdzie: $Q_i^{KUL} = \max\limits_{t\in[t_o,t_k]} Q_i(t), \quad i=1,\dots,11$

i - indeks przekroju.

Współczynniki wagi w_i oraz przepływy graniczne Q_i^{GR} przyjęto zgodnie z [8],

- do optymalizacji wektora parametrów $\underline{a}$ na górnym poziomie użyto algorytmu Nelder'a - Mead'a z Modułowego Systemu Programowania Nieliniowego IA PW [14], [15],
- podczas obliczeń nie uwzględniono pojemności zbiornika Porąbka na Sole.

Najważniejsze wyniki symulacji są zebrane w tabelach 1 i 2.

Tabela 1. Wybrane wyniki symulacji działania proponowanej struktury sterowania

Rodzaj gospodarki	Kulminacje fali w wybranych przekrojach pomiarowych (w m^3/s)							wskaźnik jakości
	Czaniec*	Sierosławice	Dobczyce*	Popędzynka	Czchów*	Żabno	Karsy	
Fala naturalna	1347	2675	1374	4168	1114	2078	5128	2121.91
Gospodarka tradycyjna	1347	2355	1156	3659	923	1835	4973	1834.29
Gospodarka proponowana	1275	2230	915	2894	780	1129	3930	1425.39

(*) - przekroje zbiornikowe

Tabela 2. Porównanie efektów uzyskanych przez strukturę z gospodarką tradycyjną

Rodzaj gospodarki	Redukcja kulminacji fali naturalnej w wybranych przekrojach (w m^3/s)							Redukcja wskaźnika strat w stosunku do fali naturalnej
	Czaniec*	Sierosławice	Dobczyce*	Popędzynka	Czchów*	Żabno	Karsy	
Gospodarka tradycyjna	0	320	218	509	191	243	155	287.62
Gospodarka proponowana	99	445	459	1274	334	949	1148	696.52
Stosunek redukcji	-	1.39	2.1	2.5	1.75	3.9	7.41	2.42

(*) - przekroje zbiornikowe

Wnioski:

1) Proponowana struktura pozwala uzyskać znaczne (ok. 22%) zmniejszenie wskaźnika strat powodziowych typu (18) w stosunku do gospodarki tradycyjnej (ok. 33% w odniesieniu do fali naturalnej). Oznacza to 2.42 razy większą redukcję wskaźnika strat fali naturalnej (dla rozważanego scenariusza powodzi).
2) W najważniejszych przekrojach systemu rzecznego Górnej Wisły uzyskano znacznie(od 1.39 razy w Sierosławicach aż do 7.41 razy w Karsach) większą redukcję kulminacji fali naturalnej niż w przypadku gospodarki tradycyjnej.

Dokładniejsze omówienie wyników symulacji wraz z rysunkami uzyskanych hydrogramów można znaleźć w [6](rok 1984).

W omawianej strukturze pozostawia się operatorom lokalnym swobodę w podejmowaniu decyzji o zrzutach ze zbiorników, ponadto, gdy przerwana zostaje ich łączność z centrum, mogą oni nadal stosować swoje mechanizmy decyzyjne (ze "starymi wartościami" parametrów wyższego poziomu: $T_{1_i}^*$ i c_{1_i}).

Wydaje się, że warto wziąć pod uwagę możliwość pewnych ulepszeń w proponowanych mechanizmach decyzyjnych. W szczególności, w zadaniach lokalnych można uwzględniać więcej niż jedną prognozę lokalną a także przyszłe interwencje operatora zbiornika. Na górnym poziomie natomiast większa liczba prognoz długoterminowych wydaje się konieczna dla uniknięcia pomyłek podczas określania zmiennych koordynacyjnych $\hat{a}_1$.

LITERATURA

[1] W.Findeisen, F.N. Bailey, M.Brdyś, K.Malinowski, P.Tatjewski and A. Woźniak - Control and Coordination in Hierarchical Systems,J.Wiley, 1980.

[2] W.Findeisen - A view on decision and information structures for operational control in water resources systems, Report, Institute of Automatic Control, Techn.Univ. of Warsaw, 1979.

[3] W. Findeisen and K.Malinowski - Hierarchical approach to real-time control for multivesenoir systems, Proceedings Internat.Symp. on Real-Time Operation of Hydrosystems, Univ. of Ontario, Canada,1981.

[4] Y.Y. Haimes - Hierarchical Analyses of Water Resources System, Mc Graw-Hill, 1978.

[5] K.Malinowski - Two-time scale control of multireservoir systems, Proceedings of V-th Polish-Italian Conf. on Appl. of Syst.Theory, Toruń, Poland, 1980.

[6] Raporty tematu PR-7.05.08.11 z lat 1981-1984, Instytut Automatyki PW.

[7] Raporty tematu PR-7.05.08.03 z lat 1981-1984, IMiGW o/Kraków.

[8] Scenariusz powodzi, IMiGW o/Kraków, 1982.

[9] J.F.Pleskov - Regulirovanie recnovo stoka, Giohometeoisdat, Leningrad 1975.

[10] A.Lewandowski, A.Pacut - Exponential smoothing and characteristic components forecasting methods, Raport IA PW, Warszawa 1976.

[11] A.Lewandowski, A.Pacut - Application of nonparametric identification to river flow forecasting models, Hydrological Forecasting, JAHS-AIHS, Publ. n. 129, ss. 221-228, 1980.

[12] J.Iwachnienko , K.Łapa - Przedskazanie słuczajnych processow, Naukowa Dumka, Kijew, 1971.

[13] A.Karbowski - Hierarchiczna struktura sterowania falą powodziową w systemie wielozbiornikowym, Pr.dypl., IA PW, 1983.

[14] W.Findeisen, J.Szymanowski, A. Wierzbicki - Teoria i metody obliczeniowe optymalizacji, PWN, Warszawa, 1980.

[15] T.Kręglewski, T.Rogowski, A.Ruszczyński, J.Szymanowski - Metody optymalizacji w języku FORTRAN, PWN, Warszawa, 1984.

[16] R.Gierasimiuk, A.Karbowski, K.Malinowski, A.Markowski - Symulator analogowy transformacji fali powodziowej w dorzeczu Górnej Wisły, materiały konferencyjne.

HIERARCHICAL STRUCTURE FOR FLOOD CONTROL IN THE UPPER VISTULA RIVER-BASIN

Summary

The paper presents a hierarchical structure for real-time flood control in a multireservoir system. The objectives of two decision levels: local reservoir operators and a central dispatcher are discussed. A method of fast simulation of the flood wave transformation and the long-term flow forecasting routine used by the structure are presented. Finally some selected simulation results are briefly described.

ИЕРРАРХЛЧЕСКАЯ СИСТЕМА УПРАВЛЕНИЯ ВОЛНОЙ НАВОДНЕНИЯ В СИСТЕМЕ ВЕРХНЕЙ ВИСЛЫ

Р е з ю м е

Работа представляет иеррархическую структуру управления системой водохранилищ во время наводнения. В ней обсуждаются задачи двух уровней : операторов водоёмов и центрального координатора. Представляются также методы быстрой симуляции трансформации волны наводнения и выработки долгосрочных прогнозов. Описаны некоторые результаты симуляции этой структуры.