

多点同時計測法による定山溪ダム貯水池での 水面変動の計測と解析

石田享平¹・鈴木洋之²・長谷川和義³

¹正会員 工修 北海道開発局豊平川ダム統管理事務所 (〒005-0032 北海道札幌市中央区南32条西8丁目)

²学生員 工修 北海道大学大学院工学研究科博士後期課程 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)

³正会員 工博 北海道大学大学院助手 工学研究科 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)

大部分のダム貯水池では静水位の時間変化から流入量が推定されており、静水位の計測精度が大きく推定流入量に反映する手法となっている。しかし、実際の水位データは多くのノイズを含んでおり、静水位の計測や推定を非常に難しくしている。この問題解決のために定山溪ダム貯水池に5点の水位計を設置し、貯水池の同時水位計測を行った。本計測から、セイシュ・うなり・水面の風による吹き寄せといった現象を確認した。さらに、湖面上を吹く風の効果を表わす外力項を有する、新しい水面振動方程式を誘導・解析することでセイシュ・吹き寄せを同時に考慮した結果を得た。これは実現象を良く表わすものとなった。

Key Words : inflow estimation, water level measurement using multiple water gauges, seiche, beat phenomena, water surface set-up induced by wind, wave equation with force term

1. はじめに

ダム貯水池への流入量推定は、ダムの操作運営において非常に重要なものとなっている。洪水時には、ダム管理者は貯水池への流入量を正確に把握し、ダム本体およびダム下流での安全を保つように操作方法を決定しなければならない。また、ここで得られた推定流入量のデータは流出解析で利用されるなどダム運営以外の用途も多く、精度の高い流入量の推定が望まれている。

現在、大部分のダムでは、静水位の時間変化から貯留分流入量を求めて、これに放流量を加えることで流入量が推定されている。従って、静水位測定の精度がダム貯水池への流入量推定の精度に大きく影響することになる。本研究で対象にした定山溪ダムの場合、常時満水位付近では1cmの水位計測誤差が約2万トンもの流入量推定誤差を引き起こしている。以上のように静水位推定誤差の影響は非常に深刻な問題である。しかし、実際の貯水池の水位データは風波、セイシュを初めとする数多くのノイズを含有しているため、真の静水位を測定・推定することは非常に困難なものとなっている。このように引き起こされる流入量推定誤差は、先に述べたようなダム単独での操作決定等に影響を与えるのみでなく、同一河川の上流と下流にあるダムで流入量の収支が合わなくなるなど様々なダム管理上の不都合を引き

起こしている。

流入量の推定精度を上げるための水位データ処理方法として、フーリエ級数を用いた方法¹⁾などが提案されていたが、水位データに含まれる最長周期成分をセイシュとして取り扱うため、本稿で主に問題とする風による水面の吹き寄せ現象に対処できない問題があった。著者ら²⁾は移動平均法と加重移動平均法を併用して長周期成分に対処した流入量推定を試みたが、やはり、風による水面の吹き寄せ現象への対処が問題として残っている。

このように流入量推定において大きな問題となるのは長周期成分であるセイシュと風による吹き寄せ現象である。セイシュに関する研究は古くから行われており単純な形状を持つ貯水池や港湾に生じるセイシュ周期はWilson³⁾によりまとめられている。また、海岸工学等の分野では進行波としての長波について様々な解析が行われている⁴⁾。本稿で対象にする貯水池に発生するセイシュに関しては、Chrystal⁵⁾が貯水池幅及び横断面形状が一定で放物線の底面形状を有する貯水池に対してセイシュの理論周期を求めたのが最初である。さらに、Chrystalの導入したセイシュ基礎式を用いた研究はその後も多く行われているようであり、最近では、Björk⁶⁾が固有値を摂動解として求めることで任意形状の貯水池に対するセイシュ周期を求めているが

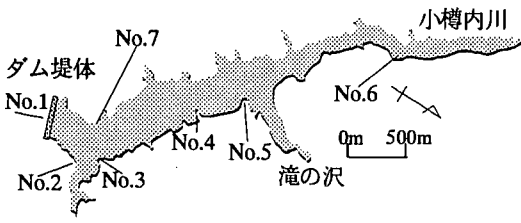


図-1 定山溪ダム貯水池平面図と水位計設置位置

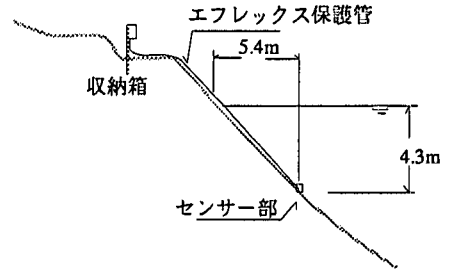


図-4 No.4水位計設置状況

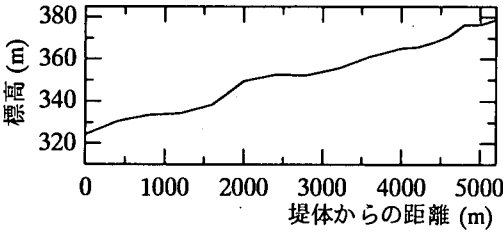


図-2 貯水池平均河床高

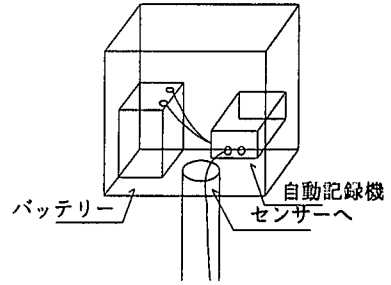


図-5 記録箱詳細

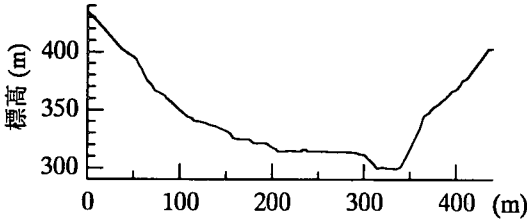


図-3 堤体から400m地点での貯水池横断形状

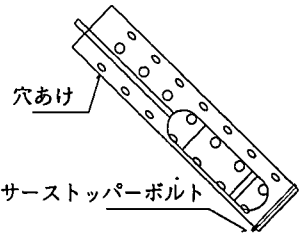


図-6 保護管先端部詳細

高モード周期ほど再現精度が低下するなど充分なものとは言い難い。また、日本でも琵琶湖⁷⁾や霞ヶ浦⁹⁾を対象にした研究があるが、現地観測や模型実験と数値計算との比較がほとんどであり解析的に取り扱った例はないようである。また、低気圧の通過などに伴う気圧変動で生じる高潮をセイシュと共に扱ったWilson³⁾による解析例があるものの、最も深刻な問題である風による吹き寄せ現象に関しては、Keulegan¹⁰⁾が湖面上に風が与えるせん断力とこれに引き起こされる水面勾配の関係を調べている他は、吹送流等の数値計算の結果現れた現象として考察が行われているものがほとんどであり(例えばWu, J.¹¹⁾ら1995), この現象をセイシュとともに解析的に取り扱った例は見受けられない。

以上からダム貯水池に発生する水面変動の種類を把握し、かつこれら変動の特性を知ることは、高精度の流入量推定法の開発および、ダム操作・管理にとって必要不可欠な課題である。このような背景を受けて北海道開発局豊平川ダム統合管理事務所ではダム貯水池に発生している水面変動の特性を知るのを目的として定山溪ダム貯水池に5点の圧力式水位計を設置し、同時水

位計測を実施した。本研究はこの同時水位計測の方法および本計測から得られたデータの解析結果から定山溪ダムにおいて確認できた水面変動を示した後、理論解析によりこれら水面変動の特性を明らかにするものである。

2. 定山溪ダムの概要

定山溪ダムは洪水調節、上水道用水供給および発電を目的として豊平川水系小樽内川に建設された重力式コンクリートダムである。ダムの総貯水容量は8230万 m^3 、堤高は117.5mである、このダム貯水池は図-1に示すように北西-南東の方向に長軸(以降この方向を長軸方向、これに垂直な方向を短軸方向と呼ぶ)を持つ平面形状を有している。また、堤体より約400mのところに屈曲部が存在しているが、全体の平面形状は三角形に近い形となっていることから比較的単純であると言える。

図-2は水位380mを与えて求めた貯水池の平均河床高

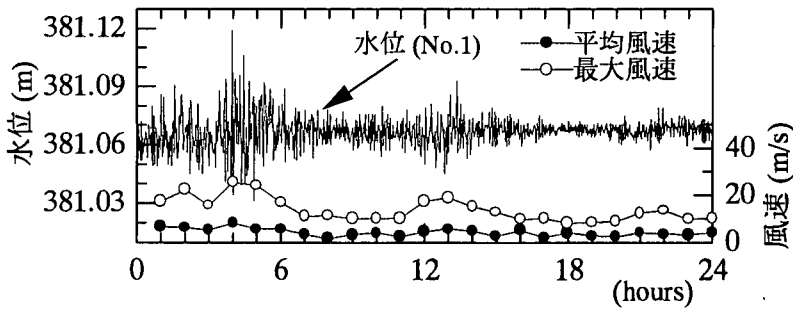


図-7 水位変動と風速変動の例

を示している。この図から水深は堤体から直線的に浅くなっているのが分かる。また、図-3は堤体より400m地点での貯水池横断面を示したものである。側岸は1.5から2割のかなり急な勾配を持っていることが確認できる。

3. 同時水位計測法について

1994年7月より定山溪ダムにおいて図-1のNo.1からNo.5の点に示す5箇所での水位計測を開始した。これら水位計のうちNo.1は堤体に設置されている。No.2およびNo.3の位置は屈曲部の水面変動への影響を確認できるように選定した。また、No.4、No.5の水位計位置は貯水池のほぼ中央部と思われる場所で、滝の沢川の流入の影響を調べる目的で設置したものである。しかし、No.2およびNo.3で記録される波形に大きな違いがないという理由から、1995年10月にNo.2水位計をNo.6水位計としてNo.5より更に上流に移設した。さらに、1997年には横断方向の振動を確認するためにNo.7水位計を設置し計測を実施した。

本計測は時定数2秒の圧力式水位計を用いて、1秒または2秒毎（年度によって異なる）にデータをサンプルシロガーに収めこれを1日1回回収することで行われた。センサー部は常に水面下約5mの場所で固定するようにして、貯水池の水位が大きく変わる時期には、水面からの位置を保つために、センサーもそれに合わせて移動して再度固定するようにした(図-4、図-5、図-6)。このような多点における同時水位計測は前例を見ないものであり、貴重なものと考えている。

また、水位計測と同時に風の計測を実施した。風のデータは堤体上で風速・風向が毎時データとして記録

されている他に、1996年からNo.4ステーションにおいて新たに風向風速計を設置し計測を開始した。この計測では風速・風向が10分毎に記録されまとめられている。

4. 定山溪ダムに生じる水面変動の種類^{12), 13)}

(1) セイシュ

図-7は、No.1水位計で記録された水位変動とダム堤体で計測された平均風速、および最大風速の例を示している。風速が大きくなるに従って水面変動が大きくなっているのがこの図で確認できる。

従って、以後特に風の強い時間帯を抽出したデータを用いて振動解析を行うことにした。また、本稿で今後示す各水位計で記録された水面変動の原系列は、あらかじめトレンド成分を最小二乗法により除去した形で表現したものとなっている。

図-8の(a)~(e)は、94年10月13日0時から0時30分にNo.1からNo.5の各水位計において計測された水面変動の時系列である。高周波成分である風波の他に数百秒周期の振動が各点の変動に含まれているのを確認できる。次に図-9(a)は、No.1水位計で記録された水面変動の自己相関係数を示したものである。また、同図の(b)・(c)・(d)・(e)はそれぞれNo.1で記録された水面変動とNo.2・No.3・No.4・No.5で記録された水面変動との相互相関係数を示している。この結果から長周期成分の性質を明確に捉えることができる。すなわち、貯水池全体で水面が約200秒の周期で変動しており、No.1・No.2・No.3の水位計位置では水面は同位相で振動している一方、No.4・No.5の点ではこれと逆位相で振動しているのが図から確認できる。以上の結果は、この時間帯に約200秒の周期を有し、No.3とNo.4の水位

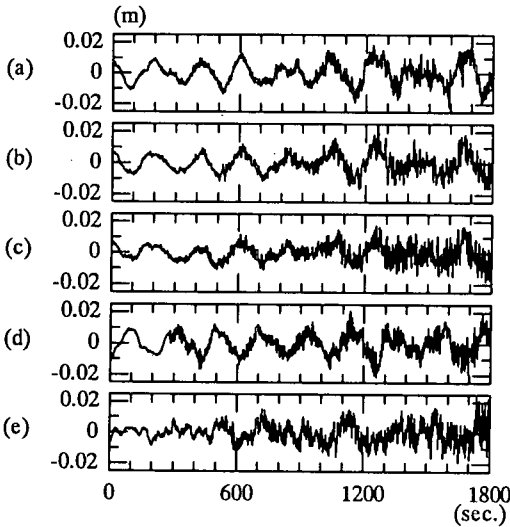


図-8 各水位計で記録された水面変動原系列
(94.10.13 0:00-0:30)

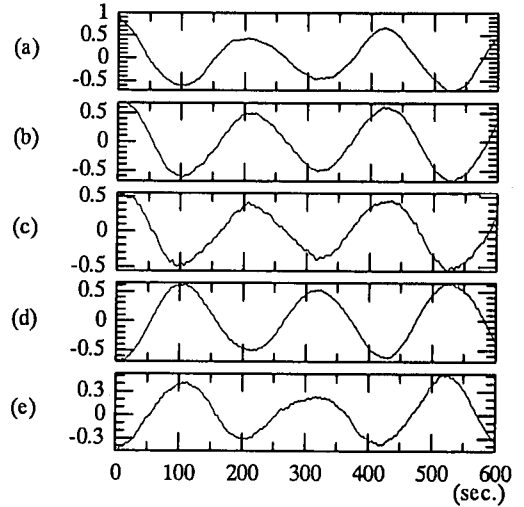


図-9 水面変動の自己相関係数と相互相関係数
(94.10.13 0:00-0:30)

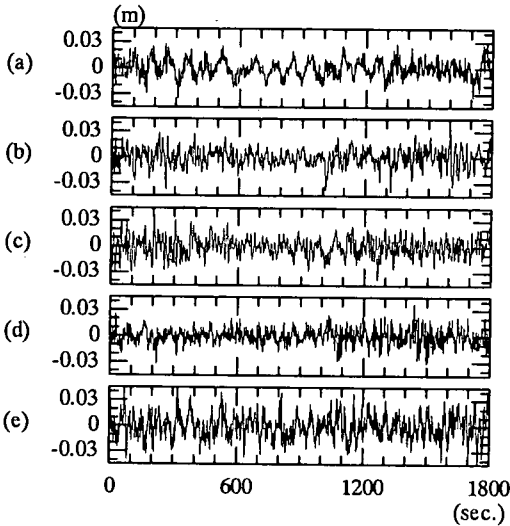


図-10 各水位計で記録された水面変動原系列
(94.10.13 2:30-3:00)

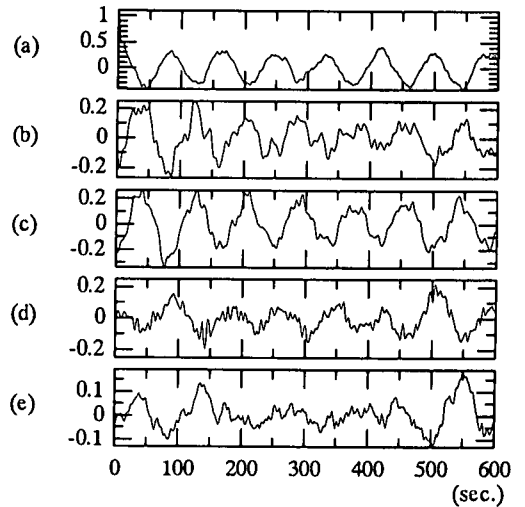


図-11 水面変動の自己相関係数と相互相関係数
(94.10.13 2:30-3:00)

計の間に節を持つセイシュが発生していたことを意味している。

先に述べたのと同じ方法を用いて異なる周期を持つセイシュの確認が可能である。図-10は同じ日の異なる時間帯(10月13日2時30分から3時)の各点における水面変動時系列を図-8と同様に示したものである。また、図-11は図-9と同様に自己相関係数と相互相関係数を計算した結果である。これらの図から、80秒周期でNo.1とNo.2、No.3とNo.4およびNo.4とNo.5の水位計の間に節を持つセイシュの存在を確認できる。

図-12もまた、強風日であった95年11月29日の0時から1時に各点で計測された水面変動の時系列を表わして

いる。ただし、この図ではNo.2水位計がNo.6水位計として移設されたために(a)～(e)はそれぞれNo.1、No.3、No.4、No.5、No.6の水位計で記録された水面変動を表わすものとなっている。図-13(e)はNo.6での水面変動の自己相関係数を示しており、(a)・(b)・(c)・(d)は、それぞれNo.6の変動とNo.1・No.3・No.4・No.5の変動の相互相関係数を示したものである。図-13から分かるように、全体が周期約700秒で振動していることから700秒周期のセイシュが確認できる。また、No.6の変動に対してNo.1・No.3・No.4が逆位相で変動し、更にNo.5の点が他の点と全く異なる振動を示しているのは、No.5の点がちょうど700秒周期のセイシュの

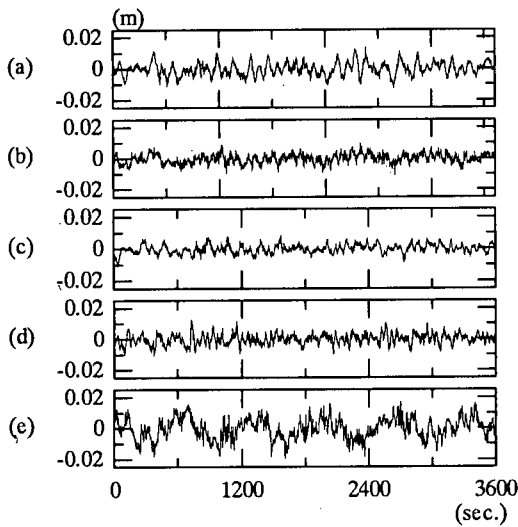


図-12 各水位計で記録された水面変動原系列
(95.11.29 0:00-1:00)

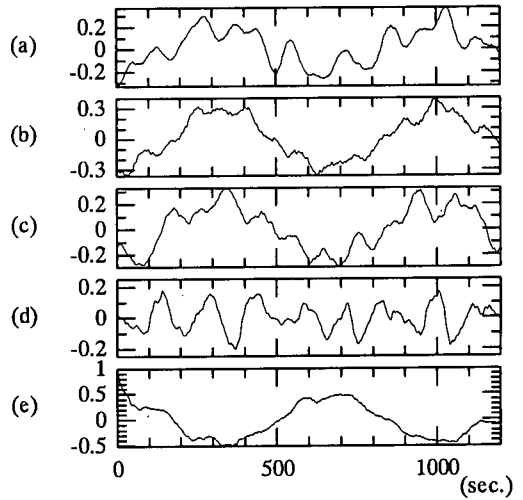


図-13 水面変動の自己相関係数と相互相関係数
(95.11.29 0:00-1:00)

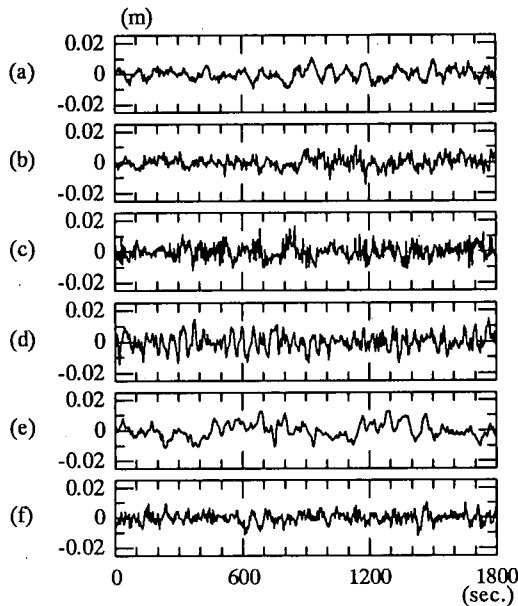


図-14 各水位計で記録された水面変動原系列
(97.11.26 22:30-23:00)

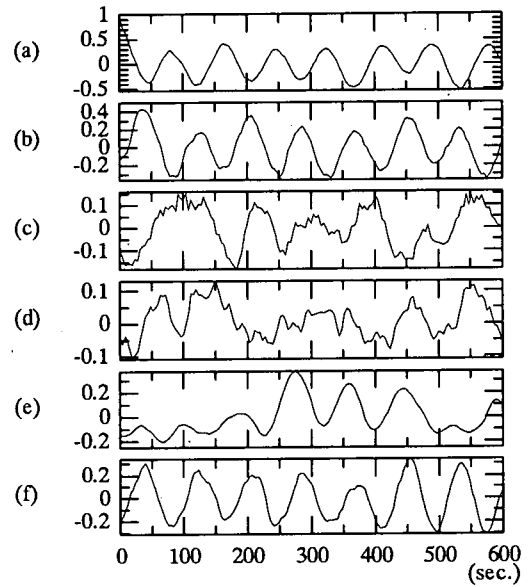


図-15 水面変動の自己相関係数と相互相関係数
(97.11.26 22:30-23:00)

節となっていることに対応したものであろう。

図-14(a)~(f)はそれぞれ97年11月26日22時30分から23時にNo.1・No.3・No.4・No.5・No.6・No.7で記録された水面変動である。図-15は図-13と同様にNo.1の自己相関係数とNo.1と他点で記録された水面変動の相互相関係数を示している。ただし、図-15(f)はNo.1とNo.3の対岸に位置するNo.7の相互相関係数である。図-15は図-11ほど明確ではないが80秒周期のセイシュが現れるケースであり、(b)と(f)を比較するとNo.3とその対岸No.7では水面が同位相で変動していることが確認

できる。このように80秒という一見非常に高モードのセイシュも貯水池の長軸に沿って生じるセイシュであることが分かる。また、80秒から700秒という非常に広い範囲の周期を有するセイシュが現れるが、尾崎ら¹⁴⁾は周期30秒を風波とセイシュの境界周期に定義しており、ここで検出された振動は全てセイシュとして取り扱うことにした。

(2) うなり

図-16は、95年11月3日3時から6時にかけて各水位計

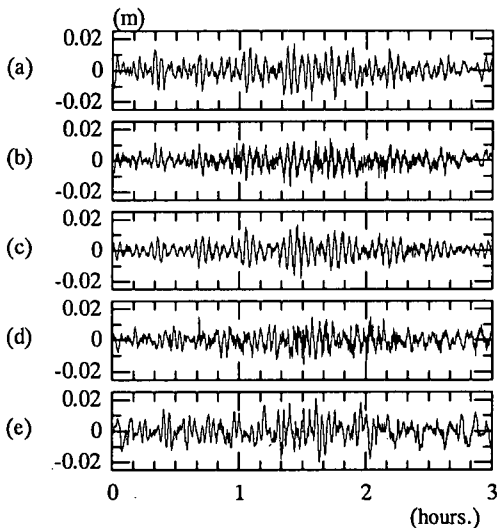


図-16 各水位計で記録されたうなり
(95.11.3 3:00-6:00)

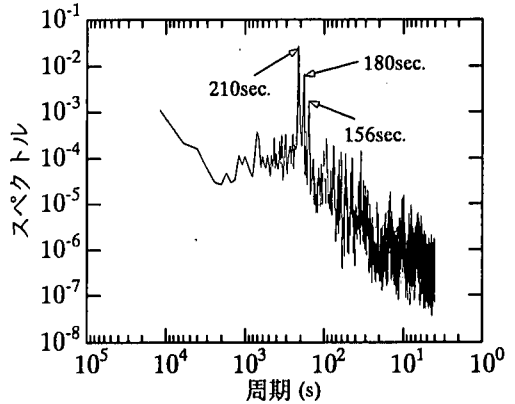


図-17 MEM法によるスペクトル

で記録された水面変動時系列であり、(a)～(e)はそれぞれNo.1・No.3・No.4・No.5・No.6の水位計の記録を示す。うなりと思われる振動がこの水面変動の中に現れており、特にNo.4の点で明確に現れている。図-17はNo.4での水面変動のデータを用いてMEM法によって求めたスペクトルである。210秒・181秒・156秒という非常に近い値を持つ卓越周期成分が存在していることが分かる。うなりはこれら互いに近い値の周期を持つセイシュの合成により発生したものといえる。

流入量の推定を考えた際、ランダム成分すなわち風波は移動平均処理や測水筒の効果で除去可能である。しかし、測水筒のフィルター効果はせいぜい120秒程度の周期振動までが限界であり、それ以上の周期成分にはほとんど効果がないことが知られている¹⁾。当然、前述したような周期の長いセイシュにはその効果は期待できない。また、移動平均法により700秒周期のセイシュを除去するにはこれの整数倍の平均時間が必要となろう。さらに、うなりは先に述べたようにセイシュの重ね合わせにより発生する。以上のように考えると、流入量推定の際には、適切な加重移動平均処理等を行う必要があると言えよう²⁾。ただし、現行法では、流入量推定に要する時間の制約があるために600秒移動平均を採用している。すべての周期のセイシュをこの方法で完全に除去することはできないが、変動量のある程度抑えることで、実用に耐えうる結果を得ることは可能である。

(3) 風による水面の吹き寄せ現象

図-18・図-19・図-20は、それぞれ96年11月22日の

15:00から22:00、96年11月30日の9:00から14:00、および、97年10月21日の13:00から20:00にかけてNo.4の場所で記録された風速の長軸方向成分と、各点で記録された水面変動の600秒移動平均を示している。ここで、(a)は風速であり(b)・(c)・(d)・(e)・(f)はそれぞれNo.1・No.3・No.4・No.5・No.6の水位計で記録された水面変動に対応している。ただし、風速はダムの上流側に吹く風を正の風として、これと逆向きの風を負の風として表示してある。これらの図から分かるように、風速は30分から数時間の間で大きく変動している。また、水面も丸印で囲った部分に示すように、負の風が強い時には、下流側水位が高まり、上流側水位が低下した形となっている。その縦断形状の傾きの大きさは風速の強弱に合わせて変動している傾向がある。この傾向を明確にするために図-18・図-19・図-20に示したデータから大きな水面変動が生じている時間の水面変動量を取り出して水面形を表現したものが図-21 (a)・(b)・(c)である。図中の矢印と数字はこの時のNo.4で記録された平均風速と最大風速の長軸方向成分を示しており、明らかに吹き寄せ型の水面勾配が形成されていることがこの図で確認できる。

風による吹き寄せ現象が流入量推定に与える影響を考えてみる。流入量の推定を1点のみの水位計測で行うとすれば、場所によって流入量の評価が異なるという不都合が生じる。さらに、この現象は風による水面の応答として生じる現象であるから、移動平均等の平均処理のみでの対処は不可能である。以上のような理由から、風による水面の吹き寄せ現象は、ダム貯水池への流入量の推定精度に大きな影響を与える現象となって

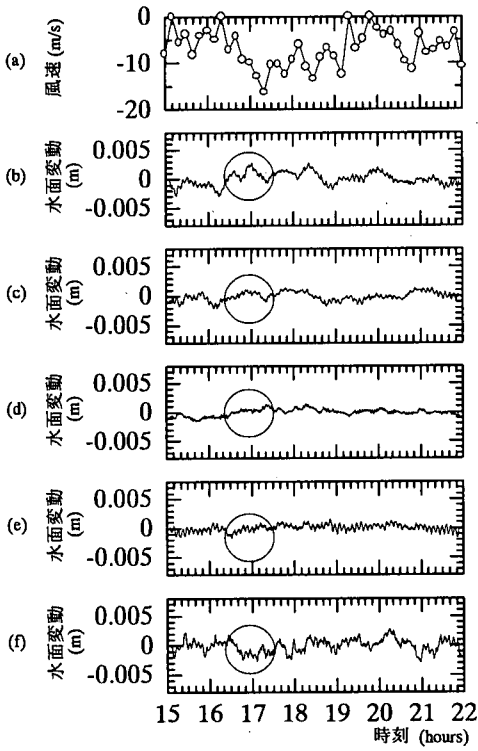


図-18 風速変動と水面変動の600秒移動平均
(96.11.22 15:00-22:00)

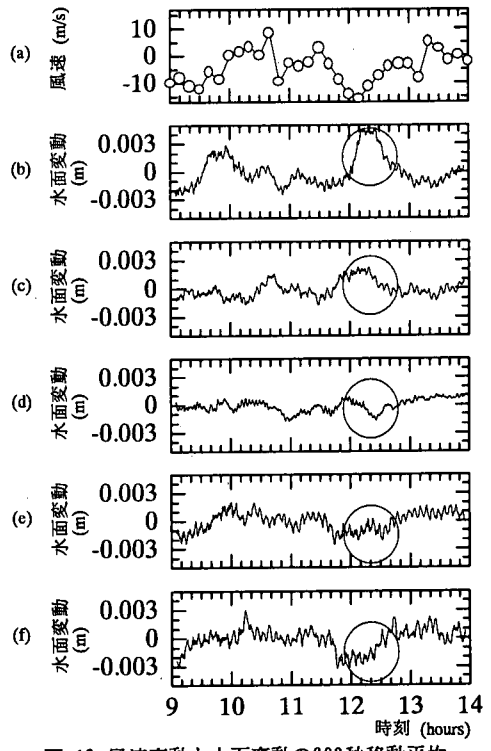


図-19 風速変動と水面変動の600秒移動平均
(96.11.30 9:00-14:00)

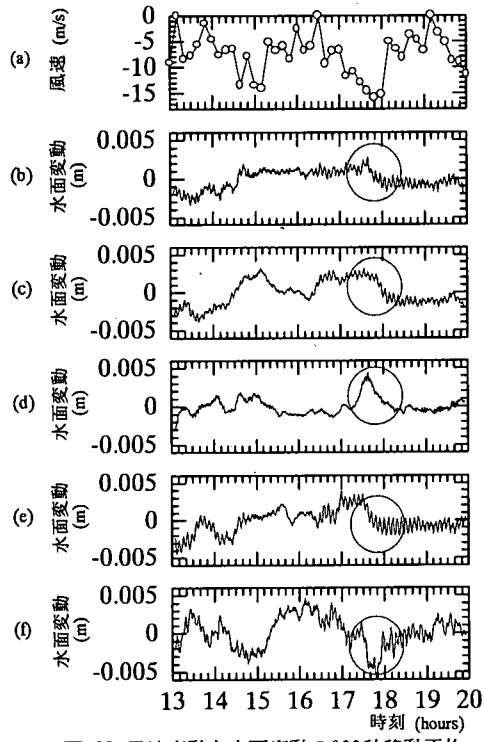


図-20 風速変動と水面変動の600秒移動平均
(97.10.21 13:00-20:00)

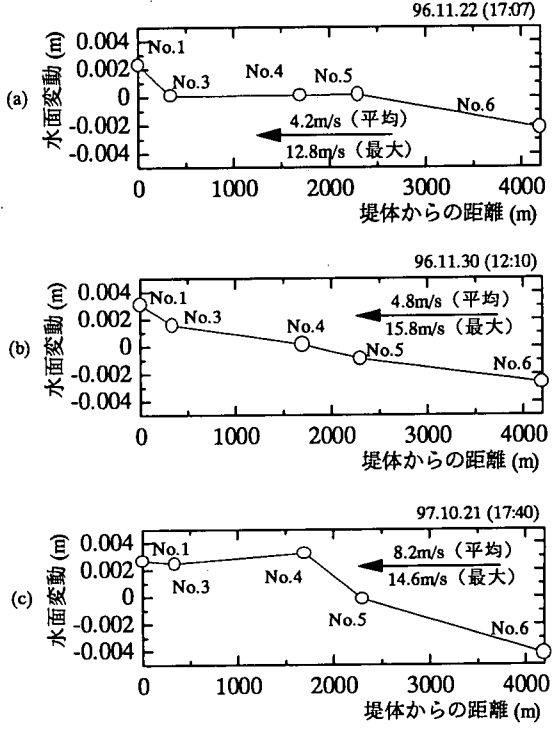


図-21 吹き寄せ発生時の貯水池水面形と風向及び風速

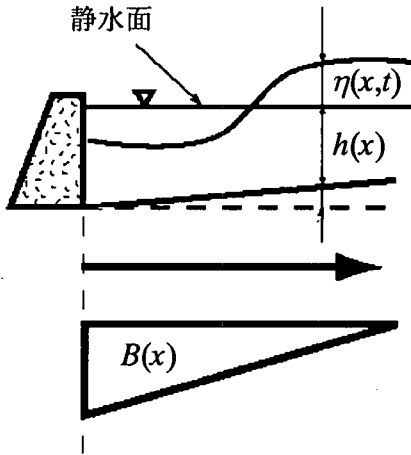


図-22 軸と記号の定義

いる。流入量推定の際にこの現象に対処するには、平均処理による平滑化とは別に、吹き寄せによる水面変動量を解析的に推定する必要がある。

5. 風によって生じる水面変動の解析¹⁵⁾

(1) 基礎方程式と解析解

図-22のように、堤体位置を原点として上流側に x 軸を取った1次元座標とこれに直交するように貯水池幅 $B(x)$ を定義する。風による湖面上のせん断力と、貯池底での底面摩擦によるせん断力が貯水池水塊に作用するとすれば、1次元運動量式は次式で示される。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta U^2}{2g} \right) + (1-\beta) \frac{U}{gA} \frac{\partial A}{\partial t} = -\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_a}{\rho g(h+\eta)} - \frac{\tau_b}{\rho g(h+\eta)} \quad (1)$$

ここで、 t =時間、 U =貯水池横断面平均の x 軸方向流速、 A =貯水池横断面積、 h =水深(x の関数)、 g =重力加速度、 η =水面変位(x , t の関数)、 β =運動量係数、 τ_a =風が湖面上に与えるせん断力、 τ_b =底面摩擦によるせん断力、 ρ =水の密度である。また、連続式は次式で示される。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (UA) = 0 \quad (2)$$

風によって与えられるせん断力は空気の密度 ρ_a ・風速 U_a および、抵抗係数 C_f を用いて次式で示される。

$$\tau_a = \frac{1}{2} \rho_a C_f |U_a| U_{ax} \quad (3)$$

ただし、 U_a =風の合成速度、 U_{ax} = U_a の x 軸方向成分である。Shiauら¹⁶⁾は貯水池底部での流れを層流状態と仮定し、底面摩擦によるせん断力が流体塊に作用するとして波の減衰係数を解析的に求めており、これと実験から得た値が一致することを報告している。また、村本ら¹⁷⁾は平均流速 U に底面摩擦が比例するとしてセイシュの数値解析を行い検証を行っている。これらに従えば底面摩擦によるせん断力は平均流速 U に比例することになり、解析的な扱いも容易になる。この時の抵抗係数を γ とすれば、底面摩擦によるせん断力は次式で表わすことができる。

$$\tau_b = \rho \gamma U \quad (4)$$

図-3から貯水池の横断面形は $A=B(h+\eta)$ と矩形近似して差し支えない。式(2)・式(3)を式(1)に代入し、 $\beta=1$ と仮定して、さらに線形化を適用することで、式(1)および式(2)はそれぞれ次式となる。

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\rho_a C_f U_a^2}{2\rho(h+\eta)} - \frac{\gamma U}{(h+\eta)} \quad (5)$$

$$B \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{ B(h+\eta) \cdot U \} = 0 \quad (6)$$

さらに、式(5)と式(6)から U を消去すれば、最終的に η に関する基礎方程式を得ることができる。

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + \frac{\gamma}{h} \frac{\partial \eta}{\partial t} - g h \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} - g \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{h}{B} \frac{\partial B}{\partial x} \right) \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\gamma U}{(h+\eta)} \frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{\rho_a C_f U_a^2}{2\rho B} \frac{\partial B}{\partial x} \quad (7)$$

式(7)において左辺の第5項目は底面摩擦力の水深による変化に伴って現れる項であり、他の項と比べて小さいオーダーとなっているので、この項は無視することができる。このようにすると、式(7)の左辺は波動方程式の形であり、従来のセイシュ方程式と同じ式形となっているのが分かる。しかし、式(7)は右辺に風によるせん断力の効果を表わす外力項を有していることが大きな特徴となっている。また、貯水池幅が一様であれば、外力項は0となり、外力は作用しないことになって、この基礎式は従来のセイシュ基礎式である自由振動方程式と同じ形となるのが確認できる。このように外力項が0となるのは、物理的に不自然なように感じられるが、幅が一様な場合、風による外力は波動方程式を通じて伝わることはなく、吹き寄せが自由振動解の畳み込み積分によって表わされないことを意味している。この場合の吹き寄せは式(5)の左辺を0に置き換えた釣り合い式から独自に求められるべきである。また、後で詳しく述べるが、一様幅でない場合に式(7)を解いた結

果は非同次式の特解と同次式の一般解が同時に現れるため、著者らの解析にとっては都合の良いものとなっている。定山溪ダムの場合、貯水池幅 B および水深 h はそれぞれ図-1・図-2から直線的に変化していることが分かるので、これらはそれぞれ次式で表わせる。

$$B = B_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (8)$$

$$h = h_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (9)$$

ここで、 B_0 =堤体位置($x=0$)での貯水池幅、 h_0 =堤体位置($x=0$)での水深、 L =貯水池長である。式(8)・式(9)を式(7)に代入したものは定山溪ダム貯水池のモデル式となるが、単純にこの代入を行うと式(7)の第2項目の係数が x の関数であるために変数分離が出来なくなってしまう。このため、今回は式(7)の第2項目にある h を代表水深 H で置き換えて扱う、すなわち、摩擦力による減衰が場所によらないものと仮定することにした。このようにすれば定山溪ダム貯水池のモデル式として次式を得ることができる。Wilson³⁾は気圧変化を外力として高潮の解析を式(7)と同じ型の基礎式を用いて行っているが、外力として風が湖面に与えるせん断力を与えたこと、貯水池の平面形状と縦断形状を三角形としていることが本稿で示す解析の特徴である。

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + \frac{\gamma}{H} \frac{\partial \eta}{\partial t} - gh_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{2gh_0}{L} \frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{\rho_a C_f U_a^2}{2\rho(L-x)} \quad (10)$$

ここで、 H =代表水深である。

次にこのモデル式を解くことになるが、初期条件と境界条件をそれぞれ次のように与える。

$$t=0 \rightarrow \eta=0 \quad (11)$$

$$x=0, L \rightarrow \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0 \quad (12)$$

式(12)の境界条件は貯水池端点における波の反射条件であり、同時に重複波の発生条件である。

まず初めに式(10)の同次解を求める。式(10)を変数分離して得られる時間部分の常微分方程式は定係数の微分方程式になる。また空間部分の方程式は変数変換によりBessel型の常微分方程式となるので^{3), 9), 17)}、解は簡単に求めることが可能である。空間部分の方程式は境界値問題となることから、固有値が存在する。すなわち空間部分の方程式に対するBessel解を式(6)の境界条件に代入すると固有値が満足すべき条件式として式(13)を得る。

$$J_2(j_{2,i}) = 0 \quad (13)$$

ただし、 J_2 =2次Bessel関数、 $j_{2,i}$ =固有値であり、小さい方から順に i 番目のものを表わす。最終的に式(10)の同次解は、次式で示すように式(13)で定義される固有値

を有する固有関数の和で表わされる。

$$\eta = \sum_{i=1}^{\infty} C_i \frac{J_1(j_{2,i} \sqrt{1-x/L})}{\sqrt{L-x}} e^{-\frac{\gamma}{2H}t} \sin \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{gh_0}{L^2} j_{2,i}^2 - \frac{\gamma^2}{H^2}} \cdot t \right\} \quad (14)$$

ただし、 J_1 =1次Bessel関数、 C_i =未定数である。

次にこの同次解を利用して非同次解を求める。これはFourier-Besselの展開により式(14)の係数 C_i を定めることで求めることができる。最終的な結果を次式に示す。

$$\eta = 2 \frac{\rho_a}{\rho} C_f \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{j_{2,i} \sqrt{\frac{gh_0}{L^2} j_{2,i}^2 - \frac{\gamma^2}{H^2}}} \frac{1 - J_0(j_{2,i})}{\{J_1(j_{2,i})\}^2} \frac{J_1(j_{2,i} \sqrt{1-x/L})}{\sqrt{L^2 - xL}} \int_0^t |U_a| U_{ae} \frac{\gamma}{2H} e^{-\frac{\gamma}{2H}(t-\tau)} \sin \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{gh_0}{L^2} j_{2,i}^2 - \frac{\gamma^2}{H^2}} (t-\tau) \right\} d\tau \quad (15)$$

風データがあれば、この式(15)の積分を計算することで、風による吹き寄せで生じる水面変動量をリアルタイムで推定することが可能である。

(2)同次解の検討

外力項を0として求めた同次解は、水面の自由振動すなわちセイシュを表わす解である。また固有周期 T_i は式(14)の時間関数部分から得られる次式を用いて求めることができる。

$$T_i = \frac{4\pi}{\sqrt{\frac{gh_0}{L^2} j_{2,i}^2 - \frac{\gamma^2}{H^2}}} \quad (16)$$

ただし、 T_i = i 番目モードのセイシュ周期である。

式(16)を用いて理論周期を求めるにあたって貯水池長 $L=5200\text{m}$ 、堤体位置断面平均水深 $h_0=53\text{m}$ を用いた。この断面平均水深は図-18・図-19・図-20に示した水面変動が記録された時の水深となっている。代表水深 H は、貯水池のほぼ中心部の水深を取って $H=25\text{m}$ とした。またセイシュの減衰の程度を表わす γ は後で示す実測の風データを用いた再現計算と合うように値を決めた。この時、 $\gamma=0.0012(\text{m/s})$ であり、これは8時間で振幅が半減する値となってセイシュ周期を求める上では無視する値となっているのが再確認できる。村本ら¹⁸⁾は琵琶湖を対象にした研究でこの値に約 2.1×10^{-4} を得ており、この値は底面摩擦が μ に比例するとした場合の係数と同じ意味を持っていることを述べている。今回得た γ の値はこれより1オーダー大きくなっている。しかし、流入量の推定という観点では、周期が分かれば荷重移動平

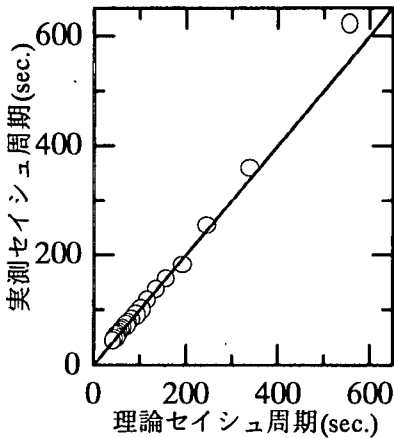


図-23 セイシユ理論周期と実測周期の比較

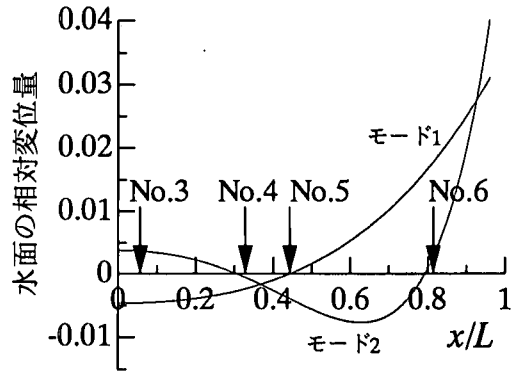


図-24 セイシユ理論水面形 (1)
(第1モード, 第2モード)

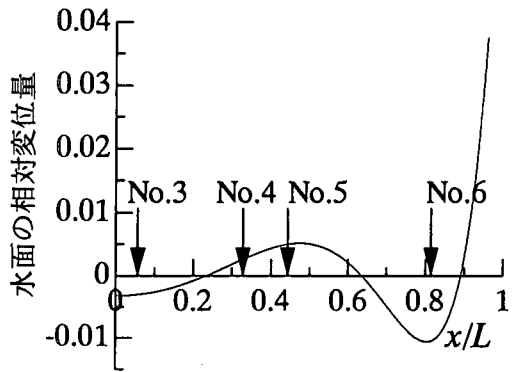


図-25 セイシユ理論水面形 (2)
(第3モード)

均でセイシユに対処できるので、実用上正確な減衰を考慮する必要はないことから本稿ではこの γ の値を用いることにした。図-23はこれらの係数を与えた時の式(16)から計算された理論周期と97年10月21日に記録された水面変動からMEM法でスペクトル密度を求めて検出したセイシユ実測周期の比較を20番目モードまで行った結果である。第1モードの実測周期が621秒なのに対して理論周期が560秒と若干短くなっている。この違いは貯水池の平面形状と縦断形状を三角形に近似していることが原因と考えられるが、それでも、理論周期と実測周期が非常に良く一致していることが分かる。また、図-24は第1モード(周期560秒)および第2モード(周期340秒)のセイシユの理論水面形を表わしたものであり、図-25は第3モード(周期246秒)の水面形を示している。ただし、これらの水面形を計算するに際し、式(14)の未定定数 C_i を $C_i=1$ としており、図における変位量は相対的なものとなっている。図に見られるように、水面の変位量が端点($x=L$)に近づくに従って大きくなっているが、これは $x=L$ で式(14)が発散を起こすわけではなく大きめの極限值をとるために起る結果である。この原因として、 $x=L$ の点において水深が0となっているにもかかわらず、この点で通常の波の反射条件を境界条件として与えているということが考えられ、本モデルの問題点となっている。しかし、図-24から第1モードのセイシユの節の位置がNo.5水位ステーションの位置にほぼ一致していることが分かる。この節の位置は先に述べた自己相関係数と相互相関係数を求めることによって検出した700秒周期のセイシユの節の位置と一致している。同様に、図-25から明らかのように、第3モードのセイシユでは、No.3とNo.4水位ス

テーションの間に節が存在しており、これは前に述べた210秒周期のセイシユの節の位置に一致している。また、うなりについても、うなりを構成するセイシユ周期に近い理論周期として193.3秒(第4モード)、159.6秒(第5モード)が得られる。

以上のように、同次解はセイシユの周期、水面形状共に良く表わす結果となり、モデルのならば水位計測の精度を確認することができる。

(3)非同次解の検討

初めにもっとも簡単な場合である一樣風に対する水面応答について考える。吹き寄せ現象を表わす式(15)は、時間的な変動を表わす積分の部分と空間的な変動を示す積分部分以外の部分に分けて考えることができるので、一樣風に対する水面応答の時間的な変動は $U_0 = \text{const.}$ として積分部分を計算すれば次式のように求めることができる。

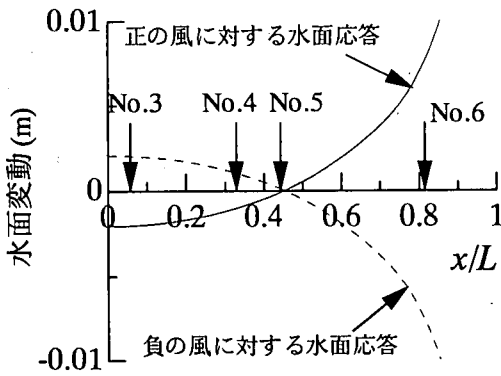


図-26 一樣風に対する水面応答

$$\int_0^t U_a^2 e^{\frac{\gamma}{2H}(t-\tau)} \sin\{\omega_i(t-\tau)\} d\tau = \frac{1}{\left(\frac{\gamma}{2H}\right)^2 + \omega_i^2} U_a^2 \omega_i + \frac{1}{\left(\frac{\gamma}{2H}\right)^2 + \omega_i^2} U_a^2 e^{\frac{\gamma}{2H}t} \left\{ -\frac{\gamma}{2H} \sin(\omega_i t) - \omega_i \cos(\omega_i t) \right\} \quad (17)$$

ただし、 ω_i は固有振動の角周波数、 U_a は風速である。

式(17)には吹き寄せを示す非同次式の特解および、セイシュを示す同次式の一般解がそれぞれ第1項目と第2項目に同時に現れている。これは、 $t=0$ で静水状態の貯水池に対して風が瞬間的に作用し始めたときに、この外力をきっかけにして水面がセイシュを起こすことを示すものである。また、式(17)から一樣風が長時間吹き続けた場合、セイシュ成分が時間と共に減衰し、最終的に水面には吹き寄せ形状のみが残る結果となるのが確認できる。図-26は $H_0=53\text{m}$ 、 $L=5200\text{m}$ および風速 10m/s をx軸の正の向きと負の向きそれぞれ与えて、風が吹き始めてから16時間後の水面形を式(17)を用いて計算したものである。この計算は固有値を28番目(周期31.7秒)まで用いて行った。この図から吹き寄せによる水面変動が現れない場所(以後、吹き寄せの節と呼ぶ)が正負どちらの向きから風が吹いても同じ場所に現れているのが分かる。さらにこの場所はNo.5水位ステーションの位置にほぼ一致していることが確認できる。

図-27・図-28・図-29はそれぞれ図-18・図-19・図-20に示した水面変動の再現計算を式(15)を用いて行った結果である。これらの図のうち(a)は風の実測データをフーリエ級数を使って再現したものである。また、(b)・(c)・(d)・(e)・(f)において太線はそれぞれ(a)を入力とした時のNo.1・No.3・No.4・No.5・No.6各点の水面応答を示し、細線は図-18・図-19・図-20に示したのと同じ実測値を示している。ここでも先のセイ

シュの検討を行った時と同じ条件($L=5200\text{m}$ 、 $H_0=53\text{m}$ 、 $H=25\text{m}$ 、 $\gamma=0.0012$)で計算を行った。また、湖面と風の間での抵抗係数 C_f は実測に合うように定めた。図-27・図-28・図-29に示した計算で用いたそれぞれの C_f の値は 8.0×10^{-3} 、 6.0×10^{-3} 、および 8.0×10^{-3} となっている。図-21を用いて水面勾配との釣り合い式から各場合の C_f を概算してみると(a)・(b)・(c)の場合にそれぞれ 5.00×10^{-3} 、 5.05×10^{-3} および 8.12×10^{-3} であった。この再現計算に用いた C_f の値は適当なものであることが確認できる。鶴谷らの実験¹⁰⁾ではおよそ 2.0×10^{-3} がこの値として得られており、これと比べると3倍から4倍の大きい値となっている。図-21に示したように本解析に用いられたデータは、最大で 15m/s 程度の強風が記録されている時間帯のものであり、風波の発達した状態にあった。水面での粗度の増加はこれらが原因していたと推測できる。

いずれの再現計算もNo.5での応答は吹き寄せがほとんど現れていない。また、細かい波(セイシュ成分)が他の点での応答に現れるものと異なっている。これは先に述べたように、No.5の場所が第1モードセイシュの節、および吹き寄せの影響を受けない場所である吹き寄せの節の位置と一致しているからである。さらに、No.6での応答振幅が実測値、または他の点での応答振幅に比べて大きくなっているのは、同次解の水面形の場合に生じた問題と同様に、式(16)が $x=L$ の貯水池端点で大きめの極限値を取るために生じた結果である。

このように式(15)を用いて計算された水面変動と実測との比較をしてみると、吹き寄せの全体的な傾向はおよそ再現できているようである。しかし、図-28で実測値と計算値を比較したときに、No.1の点で12:30において、また、図-29で実測値と計算値を比較したときにNo.4の点で17:30において、それぞれ実測値が計算結果と比べて非常に大きくなっている。また、図-27(b)・(c)では水面変動が吹き寄せ形状に逆転する形で現れている。このように極端ではないが、理論値と実測値の間に不一致の見られる箇所がある。これらの原因として考えられることは、(1)本モデルでは入力としての風が貯水池全体に一樣に吹くと仮定しているが、実際の風は場所によって吹き方がかなり異なること(特に、堤体から約500mのところにある屈曲部は、より複雑な風を生じさせる原因になっていると考えられ、図-27で示した逆転はこれが原因によるものと推測できる。)、(2)モデル貯水池の平面・縦横断面形状が、幾分実際と異なっていること、(3)実測値においてトレンドを除去する際に、直線による当てはめを行ったために真の水位が曲線で変動した場合、吹き寄せによる変動として実測値が評価されること、などである。これらすべての比較において、初めの数時間で実

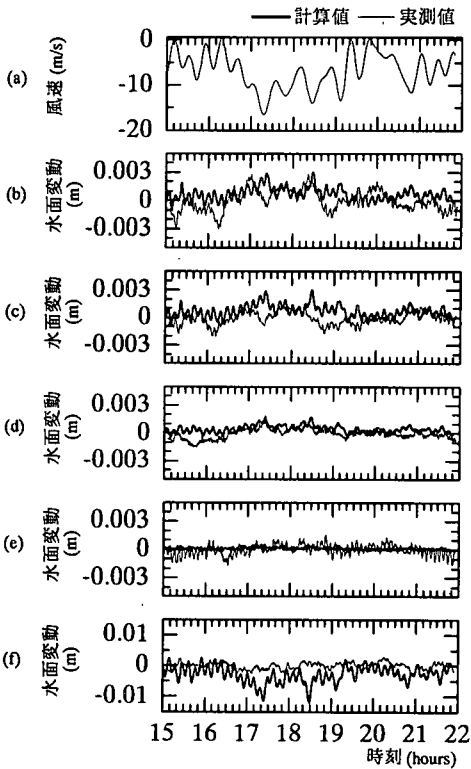


図-27 水面変動の再現計算結果(1)
(96.11.22 15:00-22:00)

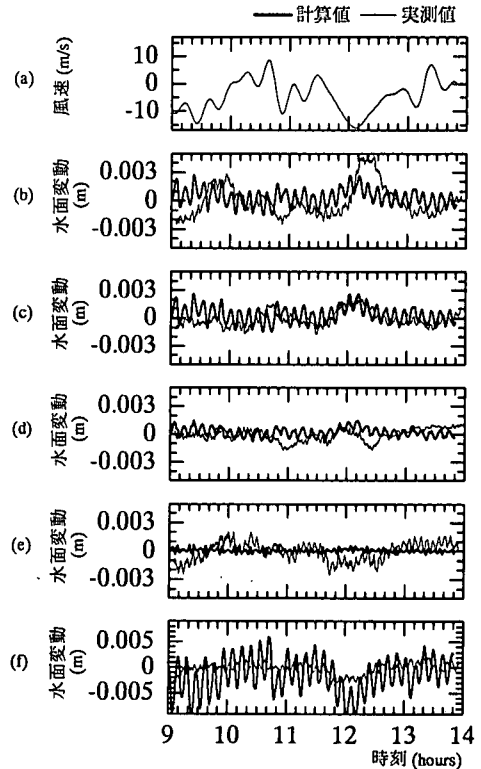


図-28 水面変動の再現計算結果(2)
(96.11.30 9:00-14:00)

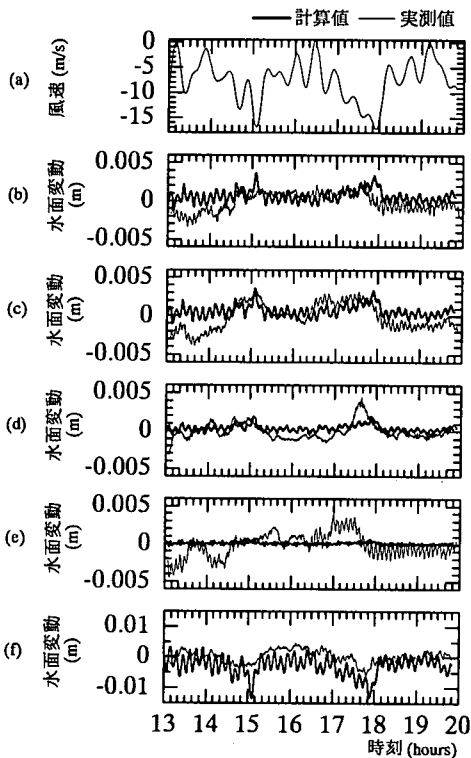


図-29 水面変動の再現計算結果(3)
(97.10.21 13:00-20:00)

測値がすべて負の値を持ち、理論値と合わないのは(3)に述べた原因によるものと考えられる。また、図-28や図-29で実測値と計算値を比べてみると計算結果ではNo.5の場所に吹き寄せの節があるが、実測ではこれが明確に現れない。現時点でこの原因は明確ではないが、風向きによって貯水池長等の評価が変わってくるものと考えている。以上のようにこのモデルでの風の取り扱い方が再現精度を上げる上で重要な要素になっていると言える。

流入量推定に対する現時点での最善策は、吹き寄せが生じた場合の吹き寄せの節となる場所に水位計を設置し、そこでのデータを用いて流入量を計算することである。しかし、そのような節の位置を固定点として選定するのは先に述べた理由から難しく、実際にはこの付近にいくつかの水位計を設置することが必要であろう。すなわち定山溪ダムにおいては、No.4・No.5・No.6の3箇所の水位データが重要であり、これら複数の同時入力データがあれば吹き寄せに対応できるものと考えている。

6. まとめ

定山溪ダム貯水池での多点同時水位計測から以下の水面変動を確認した：

- (1)各水位計で記録された水位変動の自己相関係数と相互相関係数を求めることにより明確な水面のセイシュ振動を捉えることができた。確認できたセイシュは、約700秒を最長周期としており、各周期の除去を目的とした適切な移動平均処理がセイシュ振動の除去に必要である。
- (2)近い値の周期を持つ複数のセイシュが重なり合うことで、うなりが発生することが分かった。
- (3)風による水面の吹き寄せ現象の発生が確認できた。

さらに、定山溪ダム貯水池の平面形状、底面形状をそれぞれ長三角形に近似し、線形近似の1次元運動量式と風によるせん断力式から湖面上にせん断力が作用する時の水面変動を表わす基礎方程式を誘導しその解析解を求めることで定山溪ダム貯水池での水面変動特性を明らかにした：

- (1)この基礎方程式は風によるせん断力を外力項に有する波動方程式となっており、従来のセイシュ方程式とは異なる形式となっている。
- (2)自由振動を表わす基礎式の同次解は、2次Bessel関数の零点を与える固有値によって定まるセイシュ周期を有しており、水面形と共に実測値を非常に良く表現する。これらの解析解は、三角形近似の可能な平面形状および縦断形状を有する他の貯水池でも充分適用可能であると考えられる。
- (3)基礎式の非同次解を用いた一様風に対する水面応答の計算結果から、吹き寄せによる水面変動の生じない節の存在を確認した。定山溪ダムの場合、この場所はNo. 5水位計の場所に一致していた。吹き寄せの影響を逃れるためには、この場所における水位計設置が望ましいが、風の状況によって節位置が変化することを考慮すれば、その前後における複数個水位計による同時水位計測が一つの対処法になる。
- (4)実測の風データを用いて行った各水位計位置における水面変動の再現計算は、1点で計測された風が貯水池全体に一樣に吹くものとした仮定などのために実測値と理論値が合わない部分があるとところ見られた。しかし、吹き寄せ現象の全体的な傾向を捉えた結果を得ることができた。

7. おわりに

本研究で定山溪ダム貯水池に生じる水面変動の特性を確認することができた。今後は同様の計測と解析を他のダム貯水池でも実施し、この理論をより一般化すると共に、フィルター理論などを応用した精度の高い流入量推定法について検討することを考えている。

参考文献

- 1) 森北佳昭, 振井茂宏, 佐々木元：ダム貯水池における貯水位平滑化手法について, 第28回水理講演会論文集, pp. 39-44, 1984.
- 2) Hasegawa, K., Ishida, K. and Suzuki, H.: Estimation of Hydrostatic Water Levels in A Dam Reservoir on Windy Days Using Multiple Water Gauge Data, *Advances in Hydro-Science and -Engineering*, Vol.3, pp.92, 1998 (on CD-ROM).
- 3) Wilson, B.W.: Seiches, *Advances in Hydrosience*, Vol.8, 1972.
- 4) 例えば, 岸力, 水理学演習(1)(2), 学献社
- 5) Chrystal, G.: Some Result in the Mathematical Theory of Seiches, *Proceeding of the Royal Society of Edinburgh*, pp.328-337, 1904.
- 6) Björk, G. and Lundberg, P.: A re-examinatuin of the seiche period of Lake Vättern, *Tellus*, 42A, pp.615-626, 1990.
- 7) 今里哲久, 金成誠一, 国司秀明：びわ湖の水の流動に関する数値実験的研究, 京都大学防災研究所年報第14号(B), pp.451-464, 1971.
- 8) 村本嘉雄, 道上正規：琵琶湖南・北湖の交流特性, 京都大学防災研究所年報第21号B-2, pp. 263-276, 1978.
- 9) 村岡浩爾, 福島武彦：霞ヶ浦(西浦)の湖流, 国立公害研究所報告第19号, pp.1-145, 1981.
- 10) Keulegan, G. H.: Wind Tide in Small Closed Channel, *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, pp.358-381, 1951.
- 11) Wu, J. and Tsanis, I. K.: Numerical Study of Wind-induced Water Current, *Journal of Hydraulic Engineering*, pp.388-395, 1995.
- 12) Ishida, K., Hasegawa, K., Suzuki, H. and Fujita, M.: Characteristic of Water Surface Oscillation in Jozankei Dam Reservoir, *Proceeding of the First Korea-Japan Bilateral Seminar on Water Resource and Environmental Research*, pp.73-80, 1996.
- 13) 石田享平, 長谷川和義, 鈴木洋之: 多点同時水位計測による貯水池の水面振動解析, *水工学論文集*, 第41巻, pp. 1017-1022, 1997.
- 14) 尾崎晃, 八敏功, 村木義男, 近藤倣朗, 佐伯浩：海岸工学, 森北出版, 1988.
- 15) Suzuki, H., Ishida, K., Hasegawa, K. and Fujita, M.: Analysis of Water Surface Oscillations in Jozankei Dam

- Reservoir Caused by Wind Force, Proceeding of the Third Korea-Japan Bilateral Symposium on Water Resource and Environmental Research, pp.96-101, 1998.
- 16) Shiau, J. and Rumer, R.: Decay of Mass Oscillation in Rectangular Basins, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.100, No. HY1, 1974.
- 17) 日本流体力学会編：流体力学ハンドブック，pp. 279-280, 丸善, 1987.
- 18) 鶴谷広一, 中野晋, 加藤始, 一戸秀久:吹送流に関する実験的研究, 第30回海岸工学講演会論文集, pp. 79-83, 1983.

(1999. 1. 4 受付)

MEASUREMENT AND ANALYSIS OF WATER SURFACE FLUCTUATIONS IN JOZANKEI DAM RESERVOIR USING THE WATER LEVEL DATA FROM MULTIPLE WATER GAUGES

Kyohei ISHIDA, Hiroyuki SUZUKI and Kazuyoshi HASEGAWA

It is important to know the characteristic of water surface fluctuations in dam reservoir. Because the inflow to reservoir is estimated from an increment of hydrostatic water level. But the many kind of noises included in water level data prevent to measure the hydrostatic water level. This study reveal the existence of water surface fluctuations like some kind of seiche, beat phenomena and water surface set-up induced by wind by processing the water level data from the multiple water gauges in Jozankei Dam Reservoir. And this study suggested a new type wave equation with force term, which means an effect of wind on water surface. The result of analyzing this new type equation can explain about the observed water surface fluctuations.