

平成16年（行コ）第4号

次回期日 9月20日

徳山ダム事業認定取消および収用裁決取消請求事件

控訴人 近藤ゆり子 外73名

被控訴人 国土交通大臣 外1名 参加人 独立行政法人水資源機構外1名

第3準備書面

西暦2005年（平成17年）9月16日

名古屋高等裁判所

民事第4部 御中

控訴人近藤ゆり子代理人

弁護士 在間正史

同 森 弘典

同 高森裕司

控訴人足立孝外73名代理人

弁護士 籠橋隆明

同 山田秀樹

同 竹内裕詞

目 次

第1	はじめに	3
第2	基本高水流量の問題点	3
1	基本高水流量の計算手順	3
2	問題点	4
3	計画降雨量の計算	4
4	降雨量の引き伸ばし	5
5	洪水流量（ピーク流量）の計算	6
6	計算結果からの選択（カバー率による適正な選択）	11
7	計画目標	12
8	流量確率法による計算	12
9	まとめ	14
第3	揖斐川の河道流過能力	14
1	はじめに	14
2	2002年7月洪水	14
3	1989年9月洪水	15
4	これまでの控訴人（原告）の主張との関係	16
5	被控訴人の反論について	17
6	余裕高	18
第4	今後の審理について	19

第1 はじめに

原判決（p 126～135）は、木曾川水系工事実施基本計画にもとづく揖斐川の洪水防御計画を事実認定している。その内容は次のとおりである。

- ①洪水基準点：大垣市万石地点（河口から約40.6km地点）
- ②計画目標：100年に1回の洪水を想定（年超過確率1/100）
- ③基本高水流量（ダムがない場合の最大洪水流量）：6300m³/s
- ④計画高水流量（河道で対応する最大洪水流量）：3900m³/s
- ⑤上流ダム群による洪水調節流量：2400m³/s

そして、揖斐川の現況流過能力は3400m³/sと判断したうえで、徳山ダム建設の揖斐川の治水上の効果として、A揖斐川の治水安全度の向上と、B洪水時の水位上昇の抑制という効果があると判断している。

しかし、上記は、揖斐川の基本高水流量を過大に設定し、河道の流過能力を低く見積もることによって、両者が組み合わさって作り出された結果であり、徳山ダム建設を合理化するものとは到底いえない。

以下では、基本高水流量の問題点の検討により基本高水流量が過大に設定されていること、河道の流過能力の検討により河道の流過能力が過小に評価されておりもっと流過能力は大きいことを述べ、このことを意見書において説明している嶋津暉之の人証尋問の必要性があることを明らかにする。

第2 基本高水流量の問題点

1 基本高水流量の計算手順

基本高水流量6300m³/sは、次の計算手順によって求められている。

①計画降雨量の計算

揖斐川流域において、雨量データが存在している1893（明治26）年から1965（昭和40）年までの73年間における各年の流域平均2日雨量の最大値から、統計手法を用いて年超過確率100分の1、すなわち本流域で平均的に100年に1回の確率で発生する可能性がある2日間雨量を算出する。計算結果は395mmとされている。

②降雨量の引き伸ばし

降雨の時間分布及び地域分布が異なる過去の5つの洪水（昭和28年9月洪水、昭和34年8月洪水、昭和34年9月洪水、昭和35年8月洪水、昭

和40年9月洪水)を代表的なものとして選定し、その際の実際の降雨量を計画降雨量に引き伸ばして降雨の状況(ハイエトグラフ)を設定する(代表洪水の降雨型、略して洪水型)。

③洪水ハイドログラフとそのピーク流量の計算

洪水型毎に、その降雨の状況から貯留関数法による流出解析モデルを適用して、万石地点の洪水流量の時間的変化を示す洪水ハイドログラフを作成し、そのピーク流量を求める。

④基本高水流量の選定

上記③の5個のピーク流量群から基本高水流量を選択する。

鳴津意見書(甲113)表3がこのような計算の結果である。その中で最大値である1959(昭和34)年9月洪水の計算結果6300m³/sが基本高水流量として採用されている。

2 問題点

この計算手順は次に示すように基本的な問題がいくつもあり、決して科学的なものではない。

- ① ①の計画降雨量の計算が科学的ではないこと
- ② ②の降雨量の引き伸ばしによって各流域の時間雨量が100年に1回の確率を大きく超えた値になっていること
- ③ ③の洪水ピーク流量の計算に用いた流出解析モデル(貯留関数法)の係数が妥当ではないこと。それは、流量の算出に用いられる水位-流量曲線に問題があることに由来していること。
- ④ ④のピーク流量群からの選択がカバー率から妥当でないこと。

以下、それぞれについて具体的に述べる。さらに、計画目標の年超過確率1/100についても述べる。そのうえで、最も妥当と考えられる基本高水流量の算出方法について述べる。

3 計画降雨量の計算

計画降雨量の計算は、統計手法で計算するものである。比較的の問題が少ないとされるが、時にはデータや、統計手法の選択に誤りがあることがある。揖斐川の雨量(今尾地点上流の2日雨量)について1893(明治26)年~1996(平成8)年の103データ(1896年の501mmを異常値として棄却)から

幾つかの統計手法で計算した結果が嶋津意見書（甲 1 1 3）表 4 である。工事実施基本計画の 3 9 5 mm に近い値を示すものが多いが、手法によっては 3 7 0 ~ 3 8 0 mm になるものもあり、3 9 5 mm だけが唯一解ということではない。どのような統計手法を採るかによって、計画降雨量が左右される。これは次に述べる降雨量の引き伸ばしに大きな影響を与えることになる。計画降雨量が大きくなれば、当然、引き伸ばしの割合も大きくなり、それだけ実績から離れていくことになる。

4 降雨量の引き伸ばし

過去の洪水についての時間雨量の引き伸ばしは分割小流域とも同じ引き伸ばし率で一律に行われるため、実績の時間雨量がすでに大きかった場合は、めったに起こりえない異常に大きな雨量になってしまうことがある。たとえば、実績の流域平均の 2 日雨量が 2 6 3 mm であった場合、1 0 0 年に 1 回の計画雨量が 3 9 5 mm であれば、各流域の時間雨量は $3 9 5 / 2 6 3 = 1.5$ 倍に引き伸ばされる。その結果、或る流域の或る時間の実績雨量が仮に 8 0 mm であれば、引き伸ばしの結果、1 2 0 mm の時間降雨となる。しかし、その流域で 1 2 0 mm という時間降雨は 1 0 0 年に 1 回の確率では到底起こりえない。同様に、毎時の降雨だけでなく、数時間ごとの降雨（2 時間降雨、3 時間降雨……）でも 1 0 0 年に 1 回の確率では起こりえない降雨になる。このように、揖斐川においても雨量の引き伸ばしによって 1 0 0 年に 1 回の確率をはるかに超えた異常降雨をつくりだしている可能性がある。すなわち、2 日雨量の過大な引き伸ばし率だけが問題なのではなく、引き伸ばされた時間雨量や流量を大きくする数時間の雨量が過大になることが問題なのである。

基本高水流量 6 3 0 0 m³/s の元となった 1 9 5 9（昭和 3 4）年 9 月洪水は、このような 2 日間雨量は 5 種類のなかで最も少ないが、降雨が短時間に集中した場合である。そのため、流量は 4 5 0 0 m³/s と 5 種類のなかで最も多かった。流域平均雨量としては、一山降雨では 1 2 時間程度、大きなピークでは 4 時間程度であり（乙 1 1 の 3 p 2 4・第 7 回ダム審補足資料 p 4）、それも徳山地域に降雨が集中して流量が多かった場合である（甲 4 1 p 1 4 3）。したがって、同洪水での分割小流域での時間雨量を 2 日雨量の比で引き伸ばして求めた流量は、計画規模を超えた過大な流量の可能性がある。

原判決は、1 9 5 9（昭和 3 4）年 9 月洪水での引き伸ばし率は 1.313 であ

り、2倍程度以内に収まっており問題がないという（p 133）。しかし、2日間雨量についての引き伸ばし率だけが問題なのではなく、分割小流域での時間雨量を2日雨量の比で引伸して求めた時間雨量が計画規模を超えた過大な雨量であり、その結果、計画規模を超えた過大な流量となっていることがあるということである。この点についての検討を行わないことは、計画規模を超えた過大な流量となることを放置したことになる。

5 洪水流量（ピーク流量）の計算

1) 流出解析モデル

雨量から洪水流量を計算によって求める場合、一般的な流出解析モデルとして貯留関数法が用いられる。

貯留関数法の式は嶋津補充意見書（甲119）補表2に示す係数（流域および河道の定数）でつくられていて（乙11の4p69と同じ）、流域は一次流出域と浸透域に分けられている。一次流出域では降雨の開始から流出が始まり、降雨の全量が流出する。一次流出域の面積の全面積に対する比率が一次流出率で、降雨が降雨開始時から全て流出する面積割合を示す。残りの浸透域では表層土壌が雨水で飽和するまで浸透し続けて、飽和点に達すると、流出が始まる。この飽和点に達するまでの累積雨量を飽和雨量という。

したがって、貯留関数法によって雨量から洪水流量を計算するとき、最も重要なのは貯留関数法の定数をどのように定めるかである。定数の値を定めるため、実績降雨に基づいて仮定した定数によって流量ハイドログラフを計算し、その計算結果が実績流量ハイドログラフに合うようになるまで定数の仮定を繰り返して、計算に用いる定数を決定する。上記補表1の計算に用いた補表2の定数は、当然のことながら、対象洪水の実績流量（観測流量）を説明できる作業を経て設定されているはずである。

基本高水流量は6300 m³/sである。同補表1の過去の代表5洪水に2日間計画降雨量の2日間実績降雨量の比によって分割小流域の時間雨量を引き伸ばしてえた雨量で、同補表2の定数を用いて貯留関数法によって計算を行ったところ、5洪水の中で洪水ピーク流量の最大値は1959（昭和34）年9月洪水の6280 m³/sであり、この数字を丸めた値は6300 m³/sであるから、基本高水流量6300 m³/sは、最大値が採用されたのである。

2) 水位－流量関係の問題点

ところで、流出解析モデルの定数を決定する際に検証のために使用する「実績流量」とは、必ずしも実際に観測された流量ではない。実際に連続的に観測しているのは水位であって、流量はその年の水位－流量曲線式に観測水位をあてはめて求めたものである。従って、水位－流量曲線の作り方によって実績流量の値が変わってくる。水位－流量曲線、すなわち、水位と流量との関係曲線は、毎年、何回か、出水時等に流速を測り、同時に観測された水位と測量されている河川断面によって流量を計算し、その水位と流量のデータをプロットして求める。ところが、出水時の流速観測は精度が低いことがあり、その前年の水位－流量曲線を参考にして、式の係数の数値を決めざるを得ないことが多いのである。

ところで、嶋津意見書（甲 1 1 3）図 5（同じ内容が甲 4 2 p 2）に示されるように、水位と流量の関係が、水位 5 m 以上から、1975 年の前と後で明らかな傾向の違いがある。1975 年以前の 1958、1959、1960、1961、1965、1972 年は 1975 年以後に比べて同じ水位で流量が大きく、特に 1960 年の前後 3 年は水位 6 m 付近から急激に流量が増大しており、他の年と大きな違いがある。嶋津補充意見書（甲 1 1 9）補図 2 は、毎年の水位－流量曲線に同じ水位 6 m（量水標）を代入して計算した万石地点の流量の経年的な変化をみたものである。同じ 6 m の水位であるにもかかわらず、1960 年前後は 4 2 0 0 m³/s 前後、1975 年以降は 3 1 0 0 m³/s 前後の流量になっていて、1 0 0 0 m³/s 以上の差がある。また、同補図 4 は、補図 2 とは逆に、流量を一定（4 0 0 0 m³/s）にして、各年の水位を計算したものである。1960 年前後は 5.8 m 前後、一方、1975 年以降は 7.2 m 程度になっていて、両者には 1.5 m 近い開きがある。これが事実ならば、1960 年前後の河道の状態を再現できるようにすれば、水位を約 1.5 m 下げることができることとなる。

以上のように、水位と流量の関係において、水位 5 m 以上から、1975 年の前後で明らかな傾向の違いがある。特に 1960 年前後は水位 6 m 付近から急激に流量が増大しており、他の年と大きな違いがある。この違いについて考えられることは、2 つしかない。一方は、特に異常に流量が大きくなる 196

0年前後の流量を含んでいる1975年以前の1958、1959、1960、1961、1965、1972年の流量、したがってそれを求めた水位－流量曲線が誤っていると考えることであり、他方は、当該流量したがって水位－流量曲線は一応精確なもの信頼して、その違いの原因は河道の状態つまり流過能力の違いによると考えることである。

しかし、そのいずれであっても、徳山ダム不要という結論に違いはない。

すなわち、控訴第1準備書面・控訴理由書（p146～155）においては、水位－流量曲線は一応精確なもの信頼して、その違いの原因は河道流過能力の変化によると捉えて、現況河道から計画河道に改修されると、河積が増大し、粗度が小さくなり、水深も増大するので、河道流過能力が増大する結果、計画高水位程度で計画高水流量配分図での横山ダムのみによる河道流量5220 m³/sを流しうる可能性が大きいこと、この点に関する検討が必要であるのにそれが全くなされていらないことを述べた。

他方、島津暉之は1975年以前の1958、1959、1960、1961、1965、1972年の流量、したがって水位－流量曲線は誤っていることを指摘して精確な流量を求め、これから流量確率法によって基本高水流量となる100分の1規模の洪水流量を算定して、これと河道の流過能力と比較して、徳山ダムがなくても河道で上記洪水流量を流過できると述べる（嶋津意見書、嶋津補充意見書、嶋津反論意見書（甲113、119、120））。以下では、これらに基づいて検討する。

3) 1975（昭和50）年以前の水位－流量曲線の過誤

1) 過大な流量（水位－流量曲線の過誤）

嶋津意見書（甲113）図6は万石地点の観測水位と観測流量（*）との関係をみたものである。観測水位が5m以上のデータをみると、1958、1959、1960、1961、1965、1972年の6データは、1975年以降のデータと大きく離れている。同じ水位でも流量は大きく異なっており、たとえば、水位が6mの場合、1975年以降ならば3200 m³/s程度であるが、1958～1972年は4000 m³/s前後の値になっている。

* ここでいう「観測流量」とは、実際に計測された計測流量ではなく、観

測水位から水位－流量曲線式によって求められているものであるため、誤解を生じないように注意を要する。「観測流量」とはそのようなものである。以下同じ。

水位と流量との関係は、河川の断面が変われば変化する。しかし、万石地点の平均河床高の経年変化（同図7）をみると、1960年から1990年にかけてほとんど変化がみられない。平均河床高の変化がほとんどないにもかかわらず、水位と流量との関係が大きく変わるのとは不可解である。

上述したように、実際に連続的に観測しているのは水位であって、流量はその年の水位－流量曲線に観測水位をあてはめて求めたものであるから、水位－流量曲線の作り方によって流量の値が変わってくる。同図8（1）は万石地点では最初の1960（昭和35）年の水位－流量曲線であるが、流量の大きなデータは2点しかなく、この2点は大きく離れている。この2点の間を通るように水位－流量曲線が引かれている。そして、そのうちの1点は1975年の水位－流量曲線（同図8（2））に近い値を示している。1961年以降の水位－流量曲線はしばらくの間、1960年のそれを参考にしていたため、1960年に近い水位－流量曲線になった可能性がある。

1960年の万石地点の観測流量が非常に過大であることをもう一つ裏付けるものとして、流出解析モデルによる計算流量との関係がある。同図9（1）、（2）は、国土交通省が開示した実績雨量データと流出解析モデルを使って、岡島地点と万石地点の流量を計算した結果を観測流量と比較したものである。同図9（1）の岡島地点では、計算流量が観測流量を上回っていて、流出解析モデルの係数が大きめの計算流量を算出するように設定されていることがわかる。これに対し、同図9（2）の万石地点では逆に、観測流量が計算流量を大きく上回っている。1975年の水位－流量曲線を使って観測流量を修正すると、同図9（2）で示すように、計算流量とほぼ同じ値が得られる。このことから、1960年の観測流量は過大な値になっていると考えられる。

なお、1958年、1959年は万石地点より1km上流の鷺田地点で流量観測が行われているが、その水位－流量曲線は図10に示すように1960年とほぼ同じものになっている。しかし、現在の川幅をみると、万石地点3

87m、鷺田地点437mで約50mも違っているから、ほぼ同じような水位－流量曲線になること自体が不可解であり、その信憑性に疑いを持たざるをえない。

このように、昭和30年代の洪水の観測流量は水位－流量曲線が不正確であったために、かなり過大な値になっているといえることができる。

ロ) 洪水流出モデルの常識はずれの係数

こうして求められた不正確な観測流量に無理やり合わせるために、流出解析モデルの係数（定数）を設定したため、その係数は常識はずれの値になっている。基本高水流量の計算に使用された貯留関数法の係数は嶋津補充意見書（甲119）補表2のとおりである（乙11の4p69と同じ）。常識はずれというのは、飽和雨量が無限大（ ∞ ）になっていることである。通常は100mmとか200mmとかの値が設定されるが、ここでは何と無限大になっている。これは、雨が降ればすぐに流出が始まる一次流出域以外のところは、雨がどれほど降ろうが、いつまでも雨が浸透し続けて流出しないことを意味する。自然の地面でそのようなところが存在するはずがない。そして、飽和雨量を無限大という非現実的な値にしたため、一次流出率を高い値に設定せざるを得なくなっている。このように非現実的な係数を含む貯留関数法で求められたのが揖斐川の基本高水流量なのである。

2004年4月29日の「中部地方整備局事業評価監視委員会」の「徳山ダム事業に係わる資料」には、2002年7月洪水の実績雨量を使って貯留関数法で洪水流量を計算した結果が示されている。この場合は、基本高水流量の計算に用いた流出解析モデルではなく、嶋津補充意見書（甲119）補表3に示す係数が使用されている。飽和雨量は無限大ではなく、200mm台の値が設定されている。飽和雨量が無限大というモデルでは、最近の実績洪水流量を説明できないので、新たなモデルが使われているが、このことは、昭和30年代において実績洪水流量が正確な水位－流量曲線で求められていれば、常識はずれの流出解析モデルにはならなかったことを示している。

ハ) まとめ

昭和30年代の洪水の観測流量は水位－流量曲線が不正確であったために、かなり過大な値になっているといえることができる。その不正確な過大な

観測流量に合うように、流出解析モデルの係数を設定しているのだから、当然のことながら、この洪水解析モデルを用いて計算を行った結果は、過大な流量値になっている。それが鳴津補充意見書（甲 1 1 9）補表 1 の計算結果であり、基本高水流量 6 3 0 0 m³/s は過大な値である。

6 計算結果からの選択（カバー率による適正な選択）

計画降雨量への引き伸ばしとそれにもとづく洪水流量の計算の結果からいずれを選択するかについて、揖斐川では計算結果の最大値が選択されている。これはカバー率 1 0 0 % である。

「カバー率」とは、ある年超過確率の計画降雨量から求めた洪水ハイドログラフ群（したがってピーク流量群）において、あるピーク流量の当該ピーク流量群における充足率のことである（乙 3 4 の 1 p 1 6）。カバー率 5 0 % は中央値であって当該年超過確率（例えば 1 / 1 0 0）の流量に相当する統計理論的な正解値であり、最も起こりやすい場合である。すなわち、カバー率 5 0 % は中央値であって理論的にもっとも起こりやすい場合であり、中央値から離れるほど、起こりえない洪水流量となる。カバー率による選択は、起こりえない過大あるいは過小な流量を排除し、確率的な方法により 2 日間降雨量から最大河川流量という異質なものを何段階かの過程を経て選択するときできるだけ適正な流量を選択するための最後のチェックである。

「河川砂防技術基準(案)」では、カバー率 5 0 % 以上となるが、一級河川の指定区間ではカバー率 60~80% となった例が多いと解説されており（乙 3 4 の 1 p 1 6）、過大な基本高水流量が選択されないようになっている。

カバー率 1 0 0 % は、確率的な統計手法の否定であり、計画規模を超える過大な流量となる可能性がある。

実際、九頭竜川水系工事実施基本計画では本流の布施田地点では 1 3 洪水の中の大きい方から見て第二位、第三位(第二位と同値)、支流の日野川では 1 3 洪水の第三位の値が選択されていて、最大値が選択されているわけではない。

揖斐川において第二位を選択すれば基本高水流量は 5 9 0 0 m³/s になり、第三位（中央値）ならば 5 3 0 0 m³/s になる。このように計算結果群からどの値を選択するかが計算者の自由な判断にゆだねられるならば、計算者が基本高水流量を大きく設定しようとするれば最大値を選択することができる。これでは、基本高水

流量は科学的な手法で一義的に求められるのではなく、計算者の判断で決められるものである。

したがって、科学的に基本高水流量の選択をすれば、最大値は誤りであり、カバー率50%の流量が最も正解に近い値であるので、これが基本高水流量に選択されるべきである。

7 計画目標

原判決は、年超過確率1/100の計画目標は、全国の主要河川と比較して低い水準であるという（p128）。

しかし、計画目標を大きくすればよいというものではない。計画目標を上回る洪水は必ず起こるのであり、その場合、計画目標を大きくしすぎると、災害規模が大きくなるばかりでなく、災害を想定しない土地利用等の生活様式が進むこともあり、破堤したときには壊滅的な被害を受けることになる。

すでに河川整備基本方針と河川整備計画の両方が策定された一級河川の数字をみると、基本方針の基本高水流量は100～200年確率の洪水流量になっているが、一方、整備計画の目標流量は戦後最大程度の数字、すなわち50年程度の確率年の洪水流量になっていることが多い。たとえば、多摩川の場合、基本高水流量は200年確率の8700m³/sであるが、一方、河川整備計画の目標流量は戦後最大の4500m³/sになっている。実際に今後20～30年間に河川工事をを行う目標流量として現実的な意味があるのは河川整備計画の目標流量であって、基本高水流量の方はあくまで長期的な目標流量であり、いわば飾りの数字に過ぎない。その点で、揖斐川においても河川整備計画の目標流量を50年程度の確率年の数字にすることも可能である。

8 流量確率法による計算

1) 流量確率法による計算結果

工事実施基本計画による基本高水流量の計算手法は、まず何年に1回の雨量を求め、それから何年に1回の洪水流量を計算するもので、雨量確率法といわれているものである。

しかし、その計算手法は上述のとおり、基本的な問題点がいくつもあり、科学的だと到底言えるものではないし、恣意性が入る余地がある手法でもある。それに対して、観測流量から直接、統計手法を使って何年に1回の洪水流量を

直接求める流量確率法という手法がある。これはもっぱら統計手法によって計算するものであるから、不確かな流出解析モデルも不要であるし、引き伸ばしに伴う問題もなく、また、計算者の判断によって最終数字が変わるという問題もないから、科学性が十分にある。

揖斐川万石地点に関しては、1956～2002年の46年分の観測流量データが蓄積されている（1957年欠測）。このデータから統計手法で100年に1回の最大洪水流量を計算した結果が鳴津意見書（甲113）表5によって示されている。ここでは、毎年データから求める統計手法として、河川砂防技術基準（案）に記載されている手法及びそれと類似する手法が用いられている。

なお、万石地点の観測流量のうち、1958～61、65、72年の6洪水は鳴津意見書〔補遺1〕（甲113）で詳述されているように、他の年と比べると水位と流量との関係が著しく異なっており、明らかに水位－流量曲線の作成に誤りがあったと考えられるので、この6洪水については観測流量を使用せずに、観測水位から推定した流量が用いられている。

表5をみると、100年に1回の洪水流量は統計手法によって異なり、4350～5450m³/sの範囲にあるが、いずれも、基本高水流量6300m³/sを大きく下回っており、これがいかに過大に設定されているかが分かる。

各計算手法の結果のうち、適合度および誤差率がより小さいものが好ましいとされているが、同表の下段をみると、適合度の小さいものと誤差率の小さいものが別の手法になっており、手法の選択がむずかしい。そこで、ここでは7手法の平均をとると、100年に1回の洪水流量は5022m³/s、したがって約5100m³/sとなる。

2) 被控訴人大臣の反論に対する反論（甲120）

これに対して、被控訴人大臣は、「昭和16年から40年迄の基準地点万石の流量を用いて対数正規確率法により1/100確率の洪水流量を算出すると6300m³/sであることを確認している。」と反論している。

しかし、なぜ1941年から1965年までという期間の流量データを使ったのであろうか。万石地点の流量観測が始まったのは1960年からであり、近傍の鷺田地点を加えても、流量観測は1958年からであるから、1957

年以前の流量データは計算値でしかありえない。しかも、1958年以降は観測流量があるといっても、上述したように、そのうち1972年以前の万石地点の観測流量は観測水位との関係が1975年以降と大きく異なっていて、そのまま使うことができない。

このように被控訴人大臣は流量確率法でも6300m³/sが算出されたと述べているが、その計算に用いた流量は、単なる計算流量と不確かな観測流量であるから、その計算は現実と遊離したものになっている。1966年以降、37年間の流量観測値が蓄積されているにもかかわらず、なぜその観測値を使おうとしないのか、また、1972年以前の流量観測値と水位観測値との関係が、後年の観測値のそれと大きく異なっていることへの疑問をなぜ持とうとしないのか、被控訴人大臣の姿勢は真に不可解である。

9 まとめ

したがって、基本高水流量6300m³/sは過大というほかに、およそ起こりえない洪水流量であって、これを前提にした徳山ダムは必要性がまったく認められないものである。

第3 揖斐川の河道流過能力

1 はじめに

上記第2で述べたように、工事実施基本計画では、基本高水流量を基準地点万石で6300m³/sとし、これを既設横山ダムおよび徳山ダム等の上流ダム群によって2400m³/sを調節し、河道配分流量（計画高水流量）は3900m³/sとなっている（乙15p6、甲113p16）。国土交通省と水機構の説明（乙15p9、10）では、現況河道（平成4年度測量河道）の流過能力（現況河道において計画高水位以下の河積で流過させられる最大流量とし、河川縦断的にどこかの地点で計画高水位となるときの流量であるという）は、3400m³/sであると述べている。

しかし、揖斐川の最近の洪水の痕跡水位から判断される流過能力は国土交通省が説明している流過能力を上回るものである。嶋津意見書（甲113）、同補充意見書（甲119）および同反論書（甲120）は国土交通省による河道流過能力の過小評価を事実をもって明らかにしている。

2 2002年7月洪水

揖斐川における2002年7月洪水は4180m³/sの流量を記録した。この流量は国土交通省のいう現況河道流過能力3400m³/sだけでなく計画高水流量3900m³/sを上回る流量である。嶋津意見書(甲113)は2002年7月洪水の痕跡水位を検討し、これを計画高水位と比較した。嶋津意見書図13(1)は比較の結果をグラフにしたものである。その結果、河口距離35～43km地点の区間を除けば、痕跡水位はおおむね計画水位を下回っている。しかも、河口距離35～43km地点の区間の中で痕跡水位が計画高水位を上回るといっても30～40cm程度のことである。こうした痕跡水位から判断して、嶋津暉之は揖斐川の現況流過能力は4000m³/s程度であると判断している。

計画高水位は本来は、工事実施基本計画どおり河道が整備された後の状態で計画高水流量(揖斐川では3900m³/s)が流過したときの水位である。痕跡水位は言うまでもなく河道整備がされる前の河道での洪水時の水位である。にもかかわらず、4200m³/s流過したときの洪水痕跡水位の大部分が計画高水位を下回るということは、国土交通省の揖斐川の河道流過能力に対する評価が過小であるということである。嶋津意見書(甲113)p16が「国土交通省は明らかに揖斐川の流下能力を過小評価している」と指摘しているところである。

3 1989年9月洪水

嶋津暉之は本件事業認定処分以前の1989年9月洪水について検討を加え、国土交通省の河道流過能力の過小評価を明らかにしている(補充意見書・甲119p7)。

嶋津暉之によれば1989年9月洪水の流量は補充意見書図5の通り、河口より27kmより下流の区間では計画高水流量に近い流量(4479m³/s)があるにもかかわらず痕跡水位は計画高水位を1～2m下回っている。27km～46km区間においては計画高水流量の9割近くに相当する量(3427m³/s)があったが、38kmの痕跡水位で0.2～0.3mの差まで接近しているが、全体的には計画高水位を0.5～1.0m下回っている。このことだけでも国土交通省が揖斐川の流過能力を過小に評価していることがわかる。

さらに、嶋津暉之は現況河床と計画河床と比較した上で、「現況河床高が計画河床高より高い状態であるにもかかわらず、痕跡水位が計画高水位を全般的に大きく下回ったということは、計画河道になった状態での流過能力は、計画高水流

量よりかなり大きな値であることを示している。」と明快な結論を示している（補充意見書・甲119p8）。

4 これまでの控訴人（原告）の主張との関係

これまでの控訴人の主張の要点は以下の通りである。

現況河道は計画河道に比べて、河積が小さく、流れにくくて粗度が大きく、さらに、河床が高くて水深が小さいので、現況河道から計画河道に改修されると、河積が増大し、粗度が小さくなり、水深も増大するので、河道の流過能力は増大する。計画河道に改修されると、計画高水位程度で計画高水流量配分図での横山ダムのみによる河道流量 $5220\text{m}^3/\text{s}$ を流しうる可能性が大きい。また、計算水位が高くなる $35\text{km}\sim 37\text{km}$ の区間は河積自体が小さい。以上の点に関する検討と対策が必要であるが、それが全くなされていない。

例えば、粗度係数をみると、 20.2km から 40.0km までは、現況河道は計画河道に対して 0.81 、 0.82 、 0.91 と流れにくい。特に、 $20.2\text{km}\sim 26.8\text{km}$ と $32.0\text{km}\sim 40.0\text{km}$ （この区間で洪水水位が計画高水位を上回ることがある）は、現況河道は計画河道に比べて $0.81\sim 0.82$ の流れ易さしかない。これは逆に見ることもでき、計画粗度係数 0.030 は現況粗度係数 0.037 よりも、 0.81 の逆数倍、すなわち 1.23 倍流れやすい。 1975 年 8 月洪水の万石地点実測流量 $4400\text{m}^3/\text{s}$ （水位 $\text{TP}12.37\text{m}$ 、計画高水位は $\text{TP}12.09\text{m}$ ）の 1.23 倍は $5400\text{m}^3/\text{s}$ である（ 1975 年 8 月洪水の粗度係数は 1992 年測量での現況粗度係数よりも大きく、これは小さめの数値である）。同様のことは、計画河床に浚渫されて河床が低下して水深が増大することに関してもいえる。そして計画河道になることによって河積も増大するので、この点からも流過しうる流量は増大する。

これに対して、計画高水流量配分図（乙115p7）では、基本高水流量 $6300\text{m}^3/\text{s}$ から横山ダムカット分 $1080\text{m}^3/\text{s}$ を引くと、河道流量は $5220\text{m}^3/\text{s}$ となる。計画河道に改修されると、計画高水位程度で横山ダムのみによる河道流量を流しうる流過能力になる結果である。

以上のように、被控訴人等の主張する現況河道とその流過能力を前提としても、それが計画河道に改修されることにより、揖斐川の河道流過能力は増大し、計画高水位程度で、計画高水流量はもちろん計画高水流量配分図による基本高水流量

から横山ダムカット分を差し引いた河道流量も流しうる可能性があることを明らかにし、主張してきた。

上記3の嶋津意見書（甲113）および嶋津補充意見書（甲119）による現況河道の流過能力の解明は、現況河道の流過能力が被控訴人等のいう3400m³/sよりもさらに大きいというものであって、控訴人が検討していた現況河道が計画河道になったときの河道流過能力の計算の前提となる現況河道の流過能力をより大きくするものである。上記意見書によって、計画河道になれば河道流過能力は一層大きくなり、従来の控訴人の主張はさらに補強された。

検討の前提となっている基本高水流量6300m³/sは過大であること、精確な基本高水流量は5300m³/sないし5100m³/sであることは、上記第2で述べた通りである。したがって、本当に必要な河道改修の範囲はさらに小さい。

5 被控訴人の反論について

以上のように嶋津暉之は痕跡水位という実際に生じた結果から揖斐川の河道流過能力を明らかにした。この点については、被控訴人は第2準備書面p48にて、「実績粗度係数が複数存在する場合には、安全を考えてどのタイプの洪水も一応流下が可能となるべき値をとるべき」とした上で、「揖斐川でも既往洪水の粗度係数の中から最大のものを採用して、現況能力を算定した」と反論する。

しかし、嶋津反論意見書（甲120）p8で指摘するように、被控訴人は粗度係数を求めた洪水や洪水毎の粗度係数の変化について何一つ具体的な数値を示して反論してはいない。粗度係数は粗度つまり河道の流れにくさ（流れやすさ）を表す係数で、河床など河道の状態を反映したものであって、現況河道で流量検討をするときは現況河道の状態が前提となるのであるから、その状態を示す粗度係数を用いなければならない。現況河道ではない過去の洪水での粗度係数をそのまま用いることは、河道状態が異なっていることがあり正しくない。さらに、「各洪水ごとに粗度係数を求めたように主張しているが、各洪水についてその粗度係数で洪水位を計算すると、実際の痕跡水位とどの程度合致したのかの結果は何も示していない。痕跡水位と計算水位の対比データを何も示さないのであるから、被告が採用した粗度係数は根拠が希薄であると言わざるを得ない。」のである（嶋津反論意見書・甲120p8）。

嶋津意見書および嶋津補充意見書は本件事業認定処分前後の実績水位と流量に

基づいて流過能力を判断しているのである。最近の大きな洪水の痕跡水位に適合する粗度係数が得られれば、その粗度係数を用いた不等流計算によって流過能力を評価することが十分に可能である。むしろ、河床構造は過去の洪水時とは異なっている場合もあるから、粗度係数の検証に使う痕跡水位は、最近の大きな洪水でなければならない。嶋津暉之は最近の大きな洪水である2002年7月洪水の痕跡水位と流量で河道流過能力を検証し、さらに1989年9月洪水の痕跡水位と流量でもその検証を行った。嶋津暉之が行った不等流計算は最近の洪水の実績を踏まえたものであって、その計算結果は揖斐川の現在の流過能力を示しているのである。（甲120p8）

6 余裕高

控訴人は原審最終準備書面および控訴第1準備書面（控訴理由書）において、余裕高を1.5mにすることによって計画高水位での流過能力が大きく増大することを指摘した。

工事実施基本計画での揖斐川の余裕高は2.0mである。しかし、揖斐川の基本高水のピーク流量は6,300m³/sであり、河川管理施設構造令20条（乙79p108）に基づく計画高水流量5000m³/s～10000m³/sの規模に必要な余裕高は1.5mである。乙115p4や乙15p3の[木曾三川の河床縦断図]に示されるように、河床勾配が緩い45km地点付近より下流では一時的な水位上昇は殆ど無く、余裕高は1.5mで十分である。したがって、揖斐川の計画堤防高はそのままにして、余裕高を2.0mから、基本高水流量の6,300m³/sに応じた構造令基準の1.5mにすると、その高さが計画高水位である（計画堤防高は変わらないので、堤防の高さを低くするのではない）。これによって、余裕高2mより計画高水位が0.5m上昇するので、計画高水位での流過能力は増大する。

嶋津意見書（甲113）も同様の指摘をし、余裕高は1.5mでよく、2mの余裕高は合理的な理由がないという（p16）。これに対して、被控訴人は第2準備書面で、構造令は最低限の基準を定めたものに過ぎないから必要に応じてプラス部分を考慮することは許されるという。

しかし、その理由をみると、「河川の事情を総合的に勘案し」と抽象的に述べるだけで具体的に何を勘案したかは全く示さないか、事実と反した「河床勾配を考慮して」というのみである。また、計画高水位を現在より0.5m高くすること

については、「計画高水位よりも高い水位を許容することは重大な問題を生じさせる恐れがある」と述べるだけで、具体的にどのような問題があるかは全く示そうとしない。むしろ、河道流過能力を小さくして、ダムによる流量調節の必要性を導き出すために操作しているとも見えるのである。

被控訴人の上記反論に対して、嶋津暉之は反論意見書（甲 1 2 0）でこれに触れ、揖斐川の基本高水流量と同程度の計画高水流量で流域人口のはるかに多い多摩川や豊川で余裕高は 1.5 m であること、また、余分の過大な余裕高は、かえってその分河道改修が遅れて氾濫の危険がより高いことを指摘し、0.5 m 程度の水位の上昇は計画高水位と堤内地盤高の差がすでに 5 m 以上と大きい揖斐川平野部では重大な問題を生じさせないと批判している。

第 4 今後の審理について

以上、嶋津暉之の三つの意見書（甲 1 1 3、1 1 9、1 2 0）を基に、改めて控訴人らの主張を述べた。揖斐川の洪水調節として徳山ダムは必要か、河道によって防御すべき洪水を流過できるか、そして、本件事業認定処分でこれらがどのように検討されるべきであったか、これらについて議論する必要がある。原審ではこの点について控訴人（原告）申請の人証尋問はなされていない。そこで、控訴人の主張事実を立証するために、嶋津暉之の人証尋問を実施する必要がある。

以上