

4. 揖斐川の水害対策の下での徳山・横山ダムの新洪水調節計画案の問題点

在 間 正 史 (弁 護 士)

要約

徳山ダムと横山ダムの洪水調節容量を増量したうえ、両ダムの洪水調節方式を変更する新洪水調節計画案が発表され、1959年9月型洪水で万石地点における河道流量を計画高水流量3,900m³/sにできること、上流ダム計画を中止することが発表された。しかし、根尾川型洪水の場合は、河道流量を3,900m³/sにすることはできないと予想される。上流ダム計画の中止によって、工事実施基本計画は破綻した。

揖斐川の現況河道は、計画河道に比べて、流れにくく、また、河積も小さく、流過能力は小さい。しかし、計画河道に改修されると、流過能力は増大する。また、2mの堤防余裕高があり、実際の河道流過能力は大きい。揖斐川はかなり安全な河道である。

洪水が堤防を越えるのを完全になくすことはできない。揖斐川の水害防止において必要なのは、洪水が溢れても決壊しない堤防や輪中堤によって水害を防止することである。そのためには、徳山ダムの洪水調節と流水正常機能維持の治水用途は中止して、その治水費用は、洪水が溢れても決壊しない堤防構築等に充てられるべきである。

国土審議会水資源分科会は、木曽川水系水資源開発基本計画について答申を行う審議会である。したがって、徳山ダムの有効貯水容量を現行のままにして、新規利水容量を減量して、洪水調節と流水正常機能維持のための治水容量を増量する審議・答申することは権限がなく、できない。新たに、流域委員会等によって流域住民等が主体的にかかわって、木曽川水系河川整備計画が作成される。その後初めて、国土審議会水資源分科会は、徳山ダムの有効貯水容量や新規利水容量の減量の審議・答申が可能となる。

4. 揖斐川の洪水対策の下での徳山・横山ダムの新洪水調節計画案の問題点

1 万石地点河道流量は計画高水流量3,900m³/s以下になるか

(1) 万石地点の計画高水流量（河道配分流量）3,900m³/s

木曽川水系工事実施基本計画における揖斐川の万石地点より上流の基本高水のピーク流量（以下、基本高水流量）および計画高水流量（河道配分流量）の明細は、1968年9月『木曽川水系工事実施基本計画参考資料』によれば、図表1のようになっている。

図表1 万石地点上流の計画高水流量配分（m³/s）

		粕川合流量		粕川				坂内川	
基		800	800	1,200				2,270	
		700	600	730				1,130	
		600	900	570				1,830	
		1,000	800	1,200				2,270	
		800	700	800				1,800	
		700	400	820				1,630	

		粕川合流後		岡 島		放流	流 入		放流	流入
揖 斐 川 本 川	基	3,900	6,300	3,100	5,400	2,300	4,600	1,250	2,330	3,900
		2,600	5,000	2,500	3,500	1,800	2,900	830	1,290	2,070
		2,500	3,800	2,200	3,200	1,600	2,300	850	1,350	2,490
		3,600	6,300	3,100	5,400	2,100	4,600	1,250	2,330	3,900
		3,900	5,300	2,400	3,400	1,600	2,700	820	1,290	1,970
		3,500	5,300	3,000	4,700	2,300	4,300	1,000	1,730	3,420

		根尾川合流量		根尾川	
基		800	900	2,100	2,600
		100	1,500	1,600	1,900
		300	600	1,100	1,400
		500	900	1,600	2,300
		1,500	1,900	2,100	2,600
		500	600	1,100	1,500

注 基 工事実施基本計画
 昭和28年9月型洪水
 昭和34年8月型洪水
 昭和34年9月型洪水
 昭和35年8月型洪水
 昭和40年9月型洪水

太字は、工事実施基本計画およびその値となったもの
 各地点とも、左欄は調節後流量、右欄は基本高水流量

万石地点の計画高水流量（河道配分流量）は3,900m³/sであるが、工事実施計画が計画対象として検討した洪水のなかで、上流ダム調節後河道流量が3,900m³/sとなるのは、図表1のように、1960年（昭和35年）8月型洪水である。この洪水型のピーク流量は5,300m³/sである。ピーク流量が6,300m³/sと最大となり、基本高水流量となった1959年（昭和34年）9月型洪水の調節後河道流量は3,600m³/sである。

1959年9月洪水型は揖斐川本川流域に降雨が多く、本川流量が多い洪水型（揖斐川本川型）であるのに対し、1960年8月洪水型は根尾川流域に降雨が多く、根尾川流量が多い洪水型である（根尾川型）。根尾川（山口）の基本高水流量は2,600m³/sである。揖斐川本川の万石流量は5,300m³/sで、根尾川の揖斐川本川ピーク時合流量は1,900m³/sとなる計算である。根尾川（山口）は、基本高水流量は2,600m³/sを、上流ダム（黒津ダム）で500m³/sを調節して、計画高水流量（河道配分流量）を2,100m³/sにして、揖斐川本川の万石流量を3,900m³/sにする計画であった。これによる根尾川の揖斐川本川ピーク時合流量は1,500m³/sである。

(2) 徳山ダムと横山ダムの新洪水調節計画案と上流ダム計画の廃止

この度、中部地方整備局河川部によって、徳山ダムの洪水調節容量の123,000千m

3、横山ダムの洪水調節容量の29,600千m³への増量と両ダムの洪水調節方式の変更する徳山ダムと横山ダムの新洪水調節計画案が発表された。これによって、工事実施基本計画で目標としている上流ダム群による洪水調節量(2,400m³/s)を確保することを可能とし、基準地点万石の流量を計画高水流量(3,900m³/s)以下にすることができ、万石地点上流の未整備のダムが不要となるとされる。

中部地方整備局事業評価監視委員会(以下、監視委員会)資料によれば、図表2のようになっている。

図表2 過去の洪水での観測流量と計算流量(万石地点) 水位m、流量m³/s

洪水	洪水型	観測水位	観測流量	基本高水	現横山のみ	徳山・横山	
						従来計画	新計画
S28.9	全川			5,000	4,300	3,800	3,600
S34.8	全川	5.45	3,700	4,000	3,500	2,900	2,600
S34.9	揖斐本川	6.15	4,500	6,300	5,800	4,200	3,900
S35.8	根尾川	6.12	4,200	5,300	4,700	4,300	3,900
S40.9	揖斐本川	5.98	3,600	5,900	4,700	3,800	3,400
S50.8	揖斐本川	7.37	4,200		4,000	3,700	3,500
H14.7	根尾川	7.38	4,500		4,500	4,200	3,900

注 2004年4月29日中部地方整備局事業評価監視委員会資料に観測水位・流量を加筆

図表1の工事実施基本計画の計画対象5洪水のなかで、徳山ダムと横山ダムで万石地点の河道流量が計画高水流量3,900m³/sを超えていたのは、図表2の徳山・横山従来計画欄のように、1959年9月型洪水と1960年8月型洪水である。また、2002年(平成14年)7月洪水でも計画高水流量を超えている。

工事実施基本計画に従い、万石地点の河道流量を計画高水流量3,900m³/s以下にするためには、上記洪水で、河道流量を3,900m³/s以下にしなければならない。

監視委員会資料には、現洪水調節計画と新洪水調節計画案について、1959年9月型洪水での徳山ダム、横山ダム、万石地点の流量の計算結果が示されている。これ以外の1960年8月型洪水や2002年7月洪水での各地点の流量計算結果は示されていない。

これまで判明しているものを整理すると、図表3のようになる。

図表3 現洪水調節計画と新洪水調節計画案の流量 (m³/s)

		粕川合流量		粕川		坂内川	
基		800	1,200	1,000	1,200	2,270	2,270
		800	800			1,800	
揖斐川 本川	万石	3,900	3,100	2,300	1,250	2,330	2,130
	基	3,600	3,100	2,100	1,250	2,330	2,130
	3,900	2,400	1,600	820	1,290	1,090	200
						徳山	徳山
						ダム	ダム
						0	0
						流入	流入
						1,920	1,790
						1,060	
根尾川合流量		根尾川		横山下流流入量			
基		800	2,600	1,050			
		500	2,300	850			
		1,500	2,600	780			

注 基 工事実施基本計画 各地点とも、左欄は現計画の調節後流量、右欄は新計画案の調節後流量(不明は空欄)
昭和35年8月型洪水
昭和40年9月型洪水

万石地点上流のダムである根尾川のダム計画はなくなった。根尾川の河道流量は図表3

の基本高水流量となり、これが揖斐川本川へ流入していくことになった。また、新洪水調節計画案では、揖斐川本川では、河道流量が、万石地点より上流では、図表1の計画高水流量よりも更に少なくなることになった。

その結果、根尾川型洪水の1960年8月型洪水では、根尾川は揖斐川本川よりも流量が一層大きくなる。根尾川が本流化して、その基本高水流量2,600m³/sに揖斐川本川の調節後流量が合流する形態になる。

工事実施基本計画では、図表1および図表3のように、根尾川の基本高水流量は2,600m³/sであるが、揖斐川本川へのピーク時合流量は1,900m³/sとなっている。その原因は、粕川合流点は根尾川の山口地点よりも少し万石地点に近いこと、合流前の基本高水流量が揖斐川本川は3,400m³/s、根尾川は2,600m³/sであり、揖斐川本川が優越していることであろう。しかし、根尾川が本流化すれば、根尾川の基本高水流量2,600m³/sかそれに近い流量への揖斐川本川のピーク時合流量を考えなければならない。万石地点の流量を3,900m³/sにするためには、揖斐川本川の根尾川ピーク時合流量を1,300m³/s程度以下にしなければならないことになる。

図表3のように、揖斐川本川のピーク時の横山ダムより下流の流入量は780m³/s、粕川合流量は800m³/s、合計1,580m³/sである。根尾川と揖斐川本川とのピーク時が一致しておれば、万石地点の河道流量は計画高水流量3,900m³/sを超える。また、根尾川と揖斐川本川とのピーク時がずれていても、揖斐川本川の根尾川ピーク時合流量を1,300m³/s以下にするためには、横山ダムの全閉（流入量全量削減）かそれに近い流入量の大幅な削減が必要であろう。新洪水調節案での横山ダムの操作はそうようになっておらず、また、横山ダムの貯留容量29,600千m³では、そのようなダム操作はできない。

図表2の監視委員会資料では、新洪水調節計画案は、万石地点の河道流量3,900m³/sと記載されているが、最も重要な計算過程が監視委員会資料では説明されていない。

1960年8月型洪水と同じ根尾川型洪水である2002年7月洪水でも同様の問題がある。図表2のように、2002年7月洪水では、観測水位は7.38mと過去最高を記録した。これは、現横山ダムによって調節された流量であって、図表2の「現横山ダムのみ」の流量であり、これが正しければ、観測流量は4,500m³/sである（監視委員会資料には、2002年7月洪水の流量を4,200m³/sとしたものがあるが、図表2の数値との整合性に問題がある）。図表2のように、1960年8月洪水での観測流量（ダム調節がない流量）は4,200m³/sであり、2002年7月洪水はこれよりも規模が大きい。また、2002年7月洪水での万石地点上流での流域平均2日雨量は約340mmとされている。これが計画降雨量395mmとの比によって1.16倍引き延ばされて、「2002年7月型洪水」となると、1960年8月型洪水よりも明らかに流量が増大し、新洪水調節計画案の下での万石地点の流量は、3,900m³/sを超えると予想される。

(3) まとめ

結局、新洪水調節計画案では、根尾川型洪水では、万石地点の河道流量を計画高水流量3,900m³/s以下にすることはできないと予想される。また、上流ダム計画の中止によって、上流ダム群によって2,400m³/sを調節するという工事実施基本計画は破綻した。

2 河道の流過能力

(1) 過去の洪水における水位と流量の関係

過去の洪水における水位 - 流量関係をみると、1975年（昭和50年）以後は、その前に比べて、同じ水位でも流量が小さい = 同じ流量でも水位が高い。図表2からも読みとれる。H - Q式は、次の通りである。

$$1960年 : Q = 99.8 (H + 0.39)^2$$

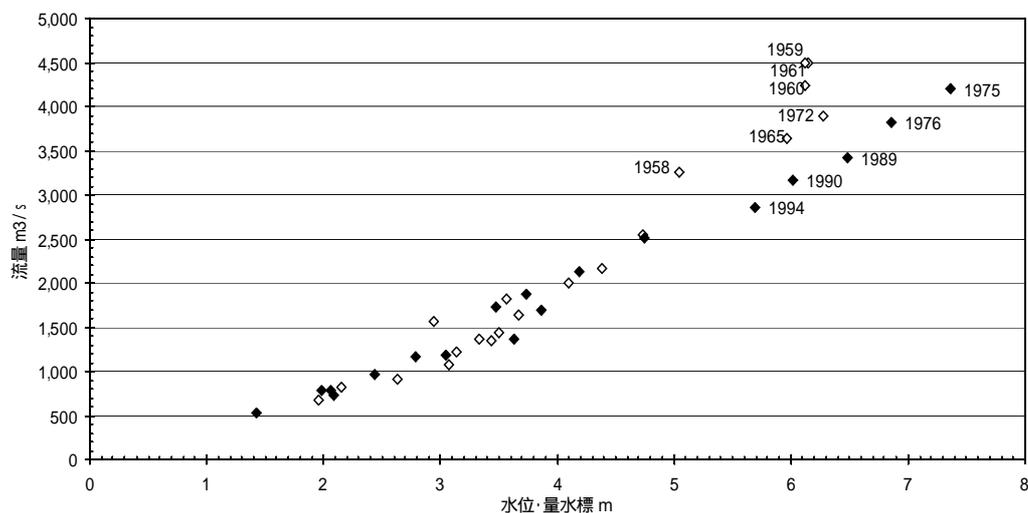
$$1965年 : Q = 83.2 (H + 0.66)^2$$

$$1975年 : Q = 53.56 (H + 1.48)^2$$

同じ水位で、1,000 ~ 1,500 m³/秒も、1975年が1960年や1965年より流量が少ない。

1956年（昭和21年）～1994年（平成6年）の年最大の水位と流量について、その関係を図にしたのが図表4である。

図表4 揖斐川万石地点の年最大の水位 - 流量関係



は1975年（昭和50年）の前、 は1975年（昭和50年）以後の値である。水位6m付近から、水位 - 流量関係は、 1975年の前と 1975年以後とは、傾向に明らかな違いがある。

水位6m付近（流量3,000 ~ 3,500 m³/秒）から、 は水位の上昇は小さいが、流量の上昇は大きい（右上がりの傾きが急である）。 は水位の上昇と流量の上昇が、1 m : 1,000 m³/s程度である（右上がり45度程度の傾きを示している）。

工事実施基本計画で計画対象となっている洪水は、1959 ~ 1961年で、1975年の前である。しかも、水位に対して流量が一番高くなっている時期である。

基本高水流量を6,300 m³/sにしたのは昭和43年（1968年）で、河道はその前の時期の測量結果である。いずれも1975年の前のもので、水位に対して流量が高くなる時期である。

したがって1975年以降の河道では、3,500 m³/s以上の流量が流れる水位（例え

ば、基本高水ピーク流量6,300m³/sが流れる水位)は、1975年より前の河道(例えば、1960年頃の河道)での水位よりも高くなる。

(2) 水位の決定要素(粗度と河積)

(1) 粗度(流れにくさ)

河川の流量Qは、流水の断面積A、勾配i、潤辺(流水が壁や底に接する長さ)によって決まる。これらの流速を決める要素に違いがあれば、流量Qは変わる。したがって、河川と同じ地点で流量Qに違いがあれば、その原因は、当該地点の断面積A、勾配i、潤辺(水深hと粗度係数n)に違いがあるためである。また、同じ流量のとき河川の異なった地点で水位が違うのは、地点毎に断面積A、勾配i、潤辺(水深hと粗度係数n)に違いがあるためである。

河道の断面積、水深、粗度、勾配は定期的に測量されている。その結果は、河床年報としてまとめられている。また、主要な洪水では、洪水毎に流量計算がされており、そのときの粗度係数nが求められている。揖斐川の要な洪水での粗度係数nについて、これまでに公表されたものは図表5の通りである。

図表5 主な洪水の粗度係数

区 間	1959.8	1959.9	1960.8	1965.9	1975.8	1992測量	計画
4.2K~7.2K	0.028	(0.022)	(0.022)	0.025	0.02		
7.2K~12.6K					0.029		
12.6K~16.0K					0.035		
16.0K~20.2K				0.028			
20.2K~24.0K						0.033	0.027
24.0K~26.8K					0.038		
26.8K~27.6K							0.03
27.6K~31.8K		0.03	0.028	0.025			
31.8K~40.0K						0.037	
40.0K~46.2K	0.3						0.035
46.2K~55.4K	0.034	0.034	(0.030)				
55.4K~61.2K				0.03			

1965年以前の洪水での粗度係数nが小さいことが読み取れる。これに対して、1975年(昭和50年)洪水での粗度係数n、また、1992年(平成4年)測量の河道での粗度係数nが大きいことも読み取れる。この粗度係数nが精確とすると、同じ4,000m³/秒を超える流量でも、図表2の観測水位と観測流量や図表4のように、1975年の前の洪水では水位が6m程度であるのに対して、1975年以降の洪水では水位が7m以上になっているのが、ある程度説明がつく。

また、1992年度河道と計画河道の粗度係数を比較したのが図表6である。

図表6 現況河道と計画河道の粗度係数

区 間	現況粗度係数	計画粗度係数	計画/現況	現況/計画
20.2K~26.8K	0.033	0.027	0.82	1.22
27.0K~31.8K	0.033	0.03	0.91	1.10
32.0K~40.0K	0.037	0.03	0.81	1.23
40.2K~46.2K	0.037	0.035	0.95	1.06

徳山ダム建設事業審議委員会技術部会資料による。

注：現況河道は1992年~1993年測量河道。

現況河道は計画河道に比べて流れにくい粗度係数である。マンニングの公式など平均流速の公式で流量は $1/n$ に比例するように、粗度係数 n が大きいと、流れにくく、同じ水位でも流量は小さい。逆に、同じ流量では水位は高くなる。

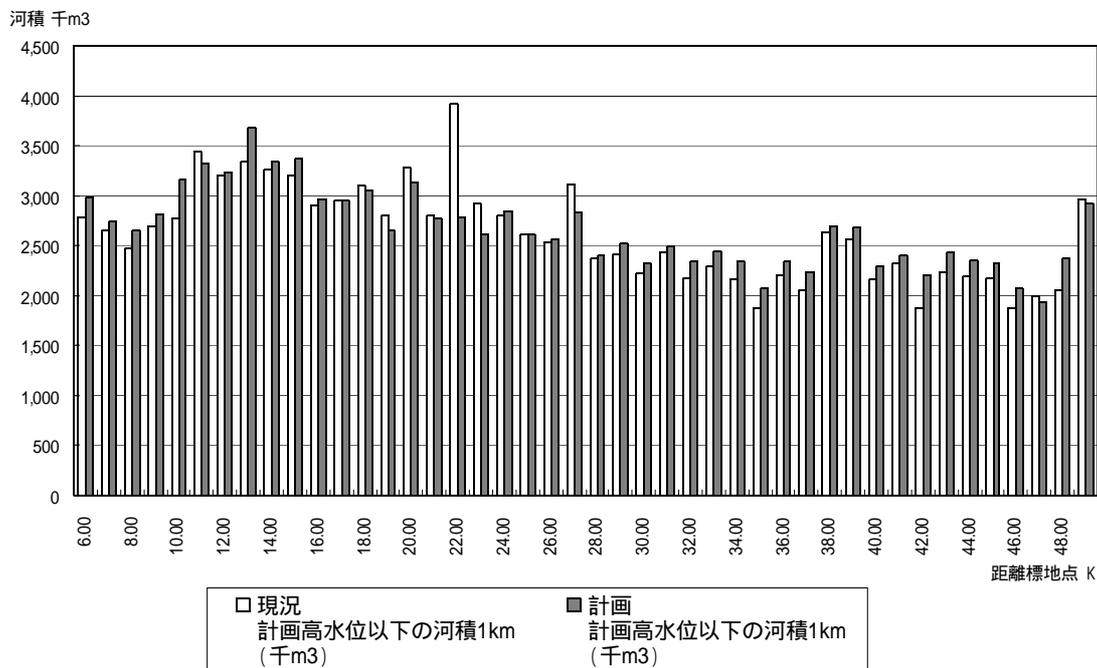
図表6の[計画/現況]欄は計画河道に対して現況河道がどの程度流れにくいと比較したものである。20.2kmから40.0kmまでは、現況河道は計画河道に対して0.81、0.82、0.91と流れにくい。特に、20.2km~26.8kmと32.0km~40.0kmまでは、現況河道は計画河道に比べて0.81~0.82の流れ易さしかない。現況河道は、粗度係数の大きいこと、つまり流れにくいことが、計画高水位で流しうる計算流量を少なくしているし、計画高水流量での計算水位を高くしている。現況河道のこの流れにくさが計算水位を高くしている要因の一つである。

これは逆に見ることもできる。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。計画粗度係数0.030は現況粗度係数0.037よりも、同じ水位でも流量は多くなり、現況河道から計画河道に改修されれば、河道の流しうる流量は増大する。単純に粗度係数の比に比例するとすれば、1.23倍増大する。

(D) 河積

揖斐川の現況河積(1998年度測量河積)と計画河積は図表7の通りである。

図表7 揖斐川の計画高水位以下の河積(1998年現況値と計画値)



揖斐川の河積は、現況河積は、計画河積よりも小さく、計画河道に比べて河積不足である。現況河道は浚渫等により計画河道に河積拡大される。

また、34km地点~39km地点、特に35km地点、39km地点は、上下流よりも、現況

も計画も河積自体が小さい。河積自体が上下流に比べて小さい以上、同じ流量の洪水が流れたとき、この区間で水位が高くなるのは当然である。計画河積も小さいのであるから、計画河道になっても、この区間の水位は、上下流に比べて高くなる。

したがって、河積が計画河積になれば、河道が流過させられる流量は増大する。また、部分的に上下流に比べて河積が小さい区間あることが明らかであるから、この区間の部分的な河積増大を検討することもできる。

(3) 余裕高

工事実施基本計画での揖斐川の余裕高は2.0mである。揖斐川の堤防天端（堤防高）は計画高水位より2m高いところにある。

余裕高は、洪水時の風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇に対し、洪水を越流させず、また、洪水時の巡視や水防を実施する場合の安全の確保、流木等流下物への対応等のために必要とされている。

2mの余裕高は大変大きな高さである。洪水時に風浪、うねり、跳水等があったとしても、河床勾配が緩い4.5km地点付近より下流では、それらによる一時的な水位上昇は殆ど無い。例えば、1975年洪水での万石地点での洪水流過状況である。河床勾配が急な岡島地点（56.6km地点）でも、うねりや跳水による水位高は1m以内程度である。また、洪水時の巡視や水防を実施する場合の安全の確保、流木等流下物への対応等のために、2mも高くする必要はない。このように、2mの余裕高はかなり余分の高さなのである。

しかし、逆にみれば、2mの余裕高のある堤防は、水位が計画高水位を上回る洪水に対しても安全性があるということである。現在の堤防はかなり安全なのである。計画河道になれば、1959年9月型洪水でも、水位は計画堤防高以下になると予想される。

3 超過洪水対策の必要性（溢れても決壊しない堤防の必要性）

工事実施基本計画の計画規模を超える洪水は必ず発生する。工事実施基本計画での揖斐川の計画目標が、100年に1回の確率で発生する可能性の計画規模の洪水に対して対策をとるものである以上、当然のことである。あらゆる洪水に対して洪水位が堤防高を超えないようにすることはできないのである。

揖斐川の中下流域は、堤内地盤高が洪水時の揖斐川本川の河川水位よりも低い。したがって、堤防が決壊したときは、大量の河川水が流入して、被害は甚大なものになる。このことは、監視委員会資料やパンフレットでも示され、強調されている。大量の河川水が流入する堤防決壊とその被害を防ぐことは重要である。

工事実施基本計画の計画規模を超える洪水は必ず発生し、あらゆる洪水に対して洪水位が堤防高を超えないようにすることはできない。また、堤防が決壊したときの被害は甚大である。そうであれば、河川計画は、このような超過洪水に対して被害を防止できるものでなければならない。

そのためには、堤防を洪水が溢れても決壊しないようにすることが第一である。洪水が堤防を越えても、越流するだけで堤防が決壊しなければ、流入水量は格段に少なく、被害も軽微で済み、無くすることもできる。また、輪中堤などの二線堤によって、水害被害を軽微にし、無くすることもできる。

2000年12月に河川審議会によって中間答申『流域での対応を含む効果的な治水の

在り方について』が発表されて、「流域対応による治水」が打ち出された。遅きに失した感はあるが、「流域対応による治水」とは氾濫を受容する水害対策であり、21世紀の河川水害対策の方向を示すものである。洪水が溢れても決壊しない堤防や輪中堤などの二線堤の構築はその重要部分である。

したがって、揖斐川の水害防止において、現在世代の将来世代に対する責務として必要なのは、洪水が溢れても決壊しない堤防や輪中堤によって水害を防止することである。輪中地域として、川からの被災と恩恵に基づいて文化と風土を形成してきた揖斐川流域は、それを最初に実現する河川流域として最もふさわしい。

しかし、工事实施基本計画はもちろん新洪水調節計画案でも、決壊しない堤防をどのように構築するかについては、全く示されていない。このままでは、揖斐川では、破堤入水という甚大な被害が発生する。

揖斐川の水害防止のためには、徳山ダムの洪水調節と流水正常機能維持の治水用途は中止して、その治水費用は、洪水が溢れても決壊しない堤防構築等に充てられるべきである。

4 河川法の改正と国土審議会水資源分科会の権限

(1) 1997年に河川法が改正され、河川法16条の2第3項および4項に基づいて、流域委員会等によって流域住民等が計画作成に主体的に加わって河川整備計画が作成されることになった。これは、流域住民等が河川計画の作成に主体的にかかわる流域自治として改正河川法の最大の眼目であった。また、上記のように、2000年の河川審議会中間答申によって、21世紀の河川水害対策として、「流域対応による治水」つまり氾濫を受容する水害対策が打ち出された。

したがって、揖斐川の洪水に対してどのように水害防止を行うか、超過洪水を含めていかにして水害被害を無くしたり軽減するかを検討して決定するのは、改正河川法16条の2第3項および4項に基づいて流域委員会等によって流域住民等が主体的にかかわって行われる河川整備計画の作成においてであり、これと一体となった河川整備基本方針の作成においてである。

ところが、すでに河川法改正から6年を経過するが、揖斐川を含む木曾川水系では、河川整備基本方針も河川整備計画も作成されていない。未だに、その着手もされようとしていない。

(2) 徳山ダムの有効貯水量には、洪水調節と流水正常機能維持（不特定補給等）の治水用途が含まれている。これは、旧河川法での工事实施基本計画に基づくものである。

しかし、上記のように、河川法が改正され、新たに、流域委員会等によって流域住民等が主体的にかかわって河川整備計画を作成して、今後の河川計画を作成すべきものとされた。また、超過洪水対策の必要性和氾濫受容の流域対応による水害防止対策が方向づけられている。旧来の工事实施基本計画では今後の河川計画は決められないのであり、今後の河川計画は、新たな河川整備基本方針と河川整備計画で決められるのである。

(3) 国土審議会水資源分科会は、木曾川水系水資源開発基本計画について答申を行う審議会である。その計画の一つである徳山ダム建設事業でいえば、新規利水用途（容量）について審議する権限がある機関であって、洪水調節と流水正常機能維持（不特定補給等）の治水用途（容量）について審議する機関ではない。

現行木曾川水系水資源開発基本計画では、徳山ダム建設事業は、「新規利水容量約219,000千立方メートル(有効貯水容量約351,400千立方メートル)」と定められている。有効貯水容量と新規利水容量の差の容量は、洪水調節と流水正常機能維持のための治水(河川)容量などである。有効貯水容量をそのままにして新規利水容量を減量することは、洪水調節と流水正常機能維持(不特定補給等)の治水容量を増量することになり、治水用途の変更つまり河川の治水計画の変更をもたらす。

したがって、徳山ダムの有効貯水容量を現行のままにして、新たに、新規利水容量を減量して、洪水調節と流水正常機能維持(不特定補給等)の治水容量を増量すること、特に、新規利水容量の減量分を治水容量に振り替えることは徳山ダムの治水用途の変更である。国土審議会水資源分科会には、このことについて審議・答申する権限がなく、そのようなことはできない。

治水の用途や容量は、河川の治水計画(現行の改正河川法では、河川整備計画)において決められるべきことである。しかし、木曾川水系河川整備計画が作成されていないので、計画理論としては、徳山ダムの治水用途を有無を含めて決めることはできない。河川法改正附則2条の河川整備基本方針および河川整備計画がされるまでの間、工事実施基本計画をそれらとみなすのは経過措置であり、現状維持的にしか適用できない。少なくとも、治水用途・容量の変更はできないのである。

事業評価監視委員会は、河川法上、河川整備計画等の河川計画に対して何の権限もない任意機関であり、住民参加手続もなく、その審議は河川整備計画の作成手続の代わりにはならない。

木曾川水系では、新たに、流域委員会等によって流域住民等が主体的にかかわって、超過洪水対策をとった氾濫受容の流域対応による水害防止対策を内容とする河川整備計画が作成されるはずである。そのなかで、徳山ダムについて、治水用途の有無を含めて決定される。

木曾川水系河川整備計画が作成された後になって初めて、国土審議会水資源分科会木曾川部会は、徳山ダムの有効貯水容量や新規利水容量の減量について審議・答申が可能となるのである。