

VI-1

レベル2地震動に対する堰・水門の耐震設計手法の研究

北海道開発コンサルタント(株) ○正会員 星野 利幸
 北海道開発コンサルタント(株) 正会員 工藤 浩史
 北海道開発コンサルタント(株) 正会員 小杉 卓哉
 北海道開発コンサルタント(株) 正会員 渡辺 洋一
 北海道開発コンサルタント(株) 山根 正裕

1. はじめに

従来、河川構造物の地震時の設計は、震度法のみにより行われてきた。平成9年度に河川法が改正され、また、阪神大震災を契機として、構造物の安全性向上を確保する趣旨から「建設省河川砂防技術基準(案)」(以下、「砂防基準」とする)が改定された。この中に、堰および水門の「堰柱・門柱については、関東地震級および平成7年兵庫県南部地震級の地震を想定した設計水平震度に相当する慣性力に対しても、限定的な損傷にとどまることを照査する。」と明記された。つまり、堰・水門の堰柱および門柱にはレベル2地震動に対する耐震設計手法を採用するという意味である。

一方、河川構造物の耐震設計に関しては、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(以下、「道示」とする)のような体系化された基準が整備されていないのが現状である。

本研究は、震度法で設計された水門成果を用いて、地震時保有水平耐力法および動的解析の比較計算をとおして、「①道路橋耐震設計ソフトに適用させるためのモデル化の方法」「②堰・水門の耐震設計手法の開発」「③河川構造物の耐震設計のあり方」に対して考察を加えるものである。

道示は、じん性設計の考え方を取り入れたものである。「③河川構造物の耐震設計のあり方」では、これを堰・水門のゲートを有する構造物に適用した場合について、テストケースを通じた考察を行うものとする。



写真-1 堰の例

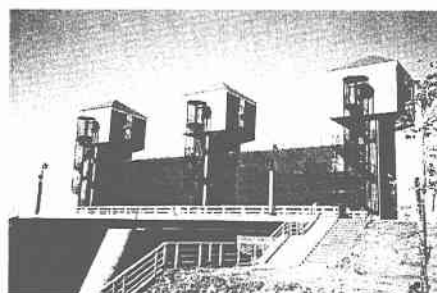


写真-2 水門の例

2. 地震時保有水平耐力法の適用性検討

道路橋においては、地震時保有水平耐力法や動的解析を必要とする場合のガイドライン的考え方が、ある程度明確になっている。それに対して、河川構造物はレベル2地震動に対する解析事例がほとんどないため、費用・時間に見合った、ある一定の精度が得られる合理的な解析手法が明確になっていない。つまり、地震時保有水平耐力法が適用できるか？また、動的解析を必要とするか？などが判らない状況である。

以下に、震度法で設計した水門の成果を利用し、固有周期(設計水平震度標準値)・耐力・変位を算出し、地震時保有水平耐力法の適用性および動的解析の必要性に対する考察を行う。

Study of Seismic Design Method for Dam and Floodgate against Level 2 Earthquake Motion.

By Toshiyuki Hoshino, Hiroshi Kudou, Takuya Kosugi, Youiti Watanabe and Masahiro Yamane

(1) 水門諸元

- ・形状・寸法 図-1 参照
- ・基礎形式 直接基礎
- ・ゲート寸法 B13.5m×H8.54m～2門
- ・ゲート形式 鋼製ローラゲート（プレートガーダー形式：主ローラ片側2ヶ所）

(2) 水門の形状・寸法とモデル化

図-1に本検討で用いる水門の形状・寸法を示す。

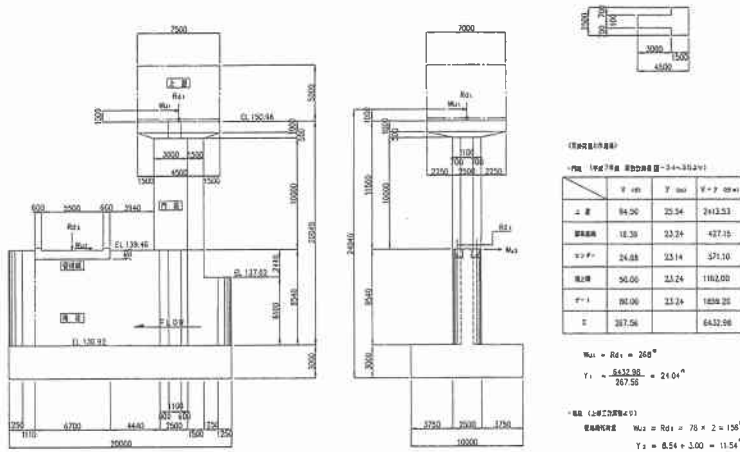


図-1 水門の形状・寸法

堰・水門は、堰柱、門柱（操作台含む）、管理橋、捲上機、ゲート、補機（操作盤等）、上屋等から構成されており、シンプルな道路橋のように1自由度系モデルの地震時保有水平耐力法が適用できるかを検証する必要がある。

検証は、構造系全体のフレームによる固有値解析から算出される固有周期に対して、近似値が得られる道示手法のモデル作成を試行することにより行う。モデル化するにあたっては、躯体形状・上記の荷重を勘案して適切な質点モデルを作成する。

(3) 固有周期および設計水平震度標準値の算出

図-2に試行から得られた道示手法 ($T=2.01\sqrt{\delta}$) の固有周期算出モデルを示す。塑性ヒンジが門柱の基部に発生することが確認されたため、道示手法では堰柱・門柱別に固有周期を算出する必要がある。

固有値解析および図-2に示すモデルによる道示手法の固有周期 (T) を求め、設計水平震度標準値 (k_{100}) を算出した。(表-1)

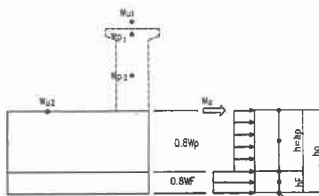


図-2 (1) 堰柱の設計震度算出モデル

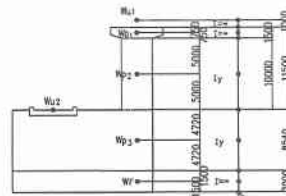


図-2 (2) 門柱の設計震度算出モデル

一般に、固有周期を算出する際、固有値解析は初期剛性、道示は降伏剛性（躯体に生ずる塑性ヒンジの影響をとり入れた剛性）を用いる。本研究では、同条件での比較とするために、固有値解析においても降伏剛

性を用いた。なお、実際の動的解析においては、別途初期剛性での固有値を算出し、これを用いている。

固有値解析における3次モードまでの有効質量比の合計値は、流心・流心直下方向とも97%以上となり、3次モードまでを対象とした。水門の場合、ゲート高が大きくなるため堰柱天端高も高くなる。そのため、門柱部は長周期化の傾向が強くなる。このことを考慮し、また、固有値解析におけるモード図から、1次モードは門柱、2次モードは

堰柱の振動モードを現わすと解釈できる。さらに、全体フレームモデルと1次モード、堰柱フレームモデルと2次モードの固有周期を比較すると、合致率が高い（一体フレーム：88～96%、堰柱フレーム：71～82%）。堰柱フレームの合致率をさ

表-1 固有周期および設計水平震度標準値（原設計）

		固有周期 T(s)		設計水平震度標準値(k_{max})			
				タイプ I 地震動		タイプ II 地震動	
		流心直角	流心	流心直角	流心	流心直角	流心
固有値解析	1次モード	1.189	0.456	0.700	0.700	0.984	2.000
	2次モード	0.234	0.136	0.700	0.700	1.694	1.179
	3次モード	0.107	0.055	—	—	—	—
道示手法	全体フレームモデル	1.135	0.400	0.700	0.700	1.047	2.000
	堰柱フレームモデル	0.332	0.165	0.700	0.700	2.000	1.342

らに高めるためには、今後、等価重量の算出方法について研究を進める必要がある。固有周期・設計水平震度標準値は、固有値解析よりも道示手法の方が安全側に算出される。



図-3 固有値解析の振動モード図（流心直角方向）

(4) 道路橋示方書算定式と非線形動的解析の比較

震度法レベルの成果（原設計）と保有水平耐力を有するよう補強した場合に対して、道路橋示方書算定式と非線形動的解析を実施し、この比較を行う。地域別補正係数は $C_T=0.7$ 、地盤種別はⅠ種地盤である。

地震時保有水平耐力法の計算は、門柱部が門柱部のみの一自由度系モデル、堰柱部が堰柱部のみの一自由度系モデルをそれぞれ作成しておく。門柱に作用する水平力位置は、門柱基部周りのモーメント（ $V \cdot y$ ）を作用荷重（上屋・シンダーコンクリート・補機・巻上機・ゲート）の合計値で除し算出する。また、堰柱は、門柱・管理橋の総重量を堰柱天端に作用させる。

門柱の M-φモデルは、柱断面（T型）全周に配置された軸方向鉄筋を考慮し、道示で示された釣り合い条件を満足する中立軸を求め算定した。堰柱は、ゲート戸当部の躯体（ $L=2.5m$ ）を無視して M-φを算出する。なお、原設計の帯鉄筋は道示のじん性を満足する構造細目に準拠していないため、堰柱・門柱とも横拘束効果を期待していない。また、門柱のせん断耐力を算定する際、流心直角方向は門柱断面（T型）のウェブを無視し、流心方向はウェブのみを考慮して算出する。

一方、非線形動的解析は、直接積分による時刻歴応答解析を行なった。柱部材モデルは M-φモデル、履歴モデルは武田型、減衰はレイ

表-2 振幅調整後の入力地震動

タイプ	地震名	マグニチュード(M)	記録場所	最大加速度 (gal)	継続時間 (S)
Ⅰ	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋 LG	318.839	30
	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋 TR	319.891	30
	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋 LG	-322.700	40
Ⅱ	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台 N-S	-812.020	30
			神戸海洋気象台 E-W	765.884	30
			猪名橋予定地点 N-S	780.046	30

リー減衰、積分法はニューマークβ法 ($\beta = 1/4$)、積分間隔時間は $\Delta t = 0.002$ s とした。また、入力地震動は、表-2に示すとおりであり、解析結果はタイプ I, II それぞれ 3 波平均値で評価する。

表-3に流心直角、表-4に流心方向の比較結果を示す。表中の許容残留変位 δa は、道示の許容値を参考として記述したものであり、本検討の許容値ではない。

表-3 道路橋示方書算定式と動的解析の比較 (流心直角方向)

	原設計				補強設計				
	タイプ I		タイプ II		タイプ I		タイプ II		
	動解	道示	動解	道示	動解	道示	動解	道示	
門柱	破壊形態	せん断破壊移行型		曲げ破壊型		曲げ破壊型		曲げ破壊型	
	頭部相対最大変位	(980)	$\delta u = 9.05$	18.04	$\delta u = 9.05$	5.85	$\delta u = 14.05$	6.49	$\delta u = 20.9$
	頭部相対残留変位	(128)	$\delta = 1.16$ $\delta a = 12.5$	0.77	$\delta = 4.65$ $\delta a = 12.5$	1.26	$\delta = 1.06$ $\delta a = 12.5$	0.76	$\delta = 3.34$ $\delta a = 12.5$
	脚部最大せん断力	197.8	$P_{50} = 194.6$	281.7	$P_{50} = 194.6$	257.10	$P_{50} = 458.5$	273.8	$P_{50} = 458.5$
	脚部最大曲率 ($\times 10^{-4}$)	(235.4)	$\phi u = 327.4$	329.1	$\phi u = 327.4$	289.4	$\phi u = 591.0$	339.4	$\phi u = 978.9$
		$\phi u / \text{動解値} = 1.39$		$\phi u / \text{動解値} = 0.99$		$\phi u / \text{動解値} = 2.04$		$\phi u / \text{動解値} = 2.88$	
	脚部最大モーメント	(1870.3)	$M_u = 2057.2$	2000.7	$M_u = 1979.2$	1796.4	$M_u = 2140.9$	1853.5	$M_u = 2167.7$
堰柱	破壊形態	せん断破壊移行型		曲げ破壊型		曲げ破壊型		曲げ破壊型	
	頭部相対最大変位	1.66	$\delta u = 23.75$	2.51	$\delta u = 23.75$	1.89	$\delta u = 32.19$	2.48	$\delta u = 51.81$
	頭部相対残留変位	0.24	$\delta = 0.02$ $\delta a = 8.54$	0.15	$\delta = 1.63$ $\delta a = 8.54$	0.16	$\delta = 0.04$ $\delta a = 8.54$	0.14	$\delta = 1.71$ $\delta a = 8.54$
	脚部最大せん断力	480.3	$P_{50} = 858.4$	697.9	$P_{50} = 858.4$	541.8	$P_{50} = 2287.1$	694.0	$P_{50} = 2287.1$
	脚部最大曲率 ($\times 10^{-4}$)	49.6	$\phi u = 2407.0$	66.6	$\phi u = 2407.0$	56.9	$\phi u = 4001.1$	65.8	$\phi u = 844.1$
		$\phi u / \text{動解値} = 48.50$		$\phi u / \text{動解値} = 36.10$		$\phi u / \text{動解値} = 7.03$		$\phi u / \text{動解値} = 9.79$	
	脚部最大モーメント	4394.7	$M_u = 4908.3$	4587.7	$M_u = 4908.3$	4379.3	$M_u = 4697.2$	4479.3	$M_u = 4696.8$
	門柱部水平力作用位置 絶対残留変位	1.52		0.92		1.43		0.89	

(単位: 変位 cm, 曲率 $1/m$, モーメント $[t \cdot m]$)

表-4 道路橋示方書算定式と動的解析の比較 (流心方向)

	原設計				補強設計				
	タイプ I		タイプ II		タイプ I		タイプ II		
	動解	道示	動解	道示	動解	道示	動解	道示	
門柱	破壊形態	せん断破壊型		せん断破壊型		曲げ破壊型		曲げ破壊型	
	頭部相対最大変位	(126)	$\delta u = 9.61$	(452)	$\delta u = 9.61$	13.85	$\delta u = 21.96$	7.82	$\delta u = 42.80$
	頭部相対残留変位	(222)	$\delta = 0.14$ $\delta a = 12.5$	(049)	$\delta = 5.31$ $\delta a = 12.5$	0.23	$\delta = 0.00$ $\delta a = 12.5$	0.59	$\delta = 1.63$ $\delta a = 12.5$
	脚部最大せん断力	277.4	$P_{50} = 244.0$	413.6	$P_{50} = 244.0$	278.8	$P_{50} = 724.7$	410.9	$P_{50} = 2386$
	脚部最大曲率 ($\times 10^{-4}$)	(34.5)	$\phi u = 561.4$	(135.1)	$\phi u = 561.4$	34.6	$\phi u = 1215.0$	137.6	$\phi u = 978.9$
		$\phi u / \text{動解値} = 18.75$		$\phi u / \text{動解値} = 5.66$		$\phi u / \text{動解値} = 18.75$		$\phi u / \text{動解値} = 5.66$	
	脚部最大モーメント	(2400.5)	$M_u = 3611.5$	(2743.2)	$M_u = 3611.5$	2390.3	$M_u = 3745.7$	2844.5	$M_u = 3744.5$
堰柱	破壊形態	せん断破壊型		せん断破壊型		せん断破壊型		曲げ破壊型	
	頭部相対最大変位	0.32	$\delta u = 1.80$	(057)	$\delta u = 1.80$	0.32	$\delta u = 2.99$	0.67	$\delta u = 5.43$
	頭部相対残留変位	0.00	$\delta = 0.004$ $\delta a = 8.54$	0.00	$\delta = 0.05$ $\delta a = 8.54$	0.00	$\delta = 0.00$ $\delta a = 8.54$	0.00	$\delta = 0.00$ $\delta a = 8.54$
	脚部最大せん断力	684.0	$P_{50} = 718.5$	1437.0	$P_{50} = 718.5$	663.8	$P_{50} = 1853.3$	1432.9	$P_{50} = 1853.3$
	脚部最大曲率 ($\times 10^{-4}$)	0.3	$\phi u = 1455.0$	(06)	$\phi u = 1455.0$	0.3	$\phi u = 242.1$	0.6	$\phi u = 390.4$
		$\phi u / \text{動解値} = 807.00$		$\phi u / \text{動解値} = 976.00$		$\phi u / \text{動解値} = 807.00$		$\phi u / \text{動解値} = 976.00$	
	脚部最大モーメント	7315.3	$M_u = 34793$	(1361.0)	$M_u = 34793$	7305.1	$M_u = 34849$	13539.7	$M_u = 34849$
	門柱部水平力作用位置 絶対残留変位	0.22		0.49		0.23		0.59	

(単位: 変位 cm, 曲率 $1/m$, モーメント $[t \cdot m]$)

地震時保有水平耐力法では、許容塑性率の安全係数 (タイプ I $\alpha = 3.0$ 、タイプ II $\alpha = 1.5$) を考慮しているため理論上、頭部相対最大変位 δu までじん性が確保されているということであり、実際の応答値ではない。頭部相対残留変位 δ は、流心方向よりも流心直角方向が大きくなる。これは、堰柱・門柱の流心方向の剛性が大きいためである。また、道示式と動解値を比較すると、タイプ I では動解値、タイプ II では道示式が大きくなる傾向がある。しかし、両者の差はタイプ I の方が小さく、タイプ II はオーダーが一桁異なる。したがって、堰・水門の耐震設計においては、地震時保有水平耐力法が安全側の設計であるといえると同時に、残留変位に関しては流心直角方向のタイプ II を中心に検討すれば良いことになる。

一方、耐力に関しては、原設計ではせん断力が道示算定式のせん断耐力をうわまり補強が必要になる。鉄筋径を大きくすることによりせん断耐力が増し、せん断力を上回ることで地震時保有水平耐力法の適用が可能と考えられる。

原設計流心方向の門柱・堰柱は、ともにせん断破壊型である。タイプ I の堰柱以外はせん断応答値がせん断耐力を超過していることから、せん断剛性が低下し、設定したトリリニア (2つの折れ点があるスケル

トン曲線)の非線形履歴とはならない。また、原設計流心直角方向も、せん断破壊移行型であるが同様である。表-3および4では、これを示すため参考値として()書きとした。

(5) 地震時保有水平耐力法による照査

原設計および補強後の鉄筋諸元を表-5に示す。原設計の鉄筋要領は、砂防基準およびコンクリート標準示方書に準拠している。そのため、帯鉄筋の横拘束効果は見込んでいない。河川構造物(樋門を除く)の軸方向鉄筋かぶりは一般的に、外側に配置された帯鉄筋のかぶりを考慮しない芯かぶりとする。これに対して補強設計では、帯鉄筋のフックも考慮した芯かぶりとする。

表-6, 7は、表-5に示した鉄筋諸元で堰柱・門柱の地震時保有水平耐力法により照査した結果である。門柱は、軸方向鉄筋量を1.3倍、帯鉄筋量を5.0倍にすることにより、保有水平耐力を満足することができる。また、堰柱は帯鉄筋量を2.6倍にすることにより、保有水平耐力を満足する。本検討に用いた水門は、形式・規模・鉄筋諸元が一般的であるため、堰も含めて震度法で決定した鉄筋量では保有水平耐力を満足できないものと推測される。

また、堰柱の流心方向の曲げ剛性が大きいため、破壊形式は「せん断破壊型」になり「曲げ破壊型」にはならない。しかし、せん断耐力が $k_{he} \cdot W$ に比べ2倍以上大きいことから問題ないと判断される。

表-5 鉄筋諸元

	項目	原設計	補強設計
門柱	軸方向鉄筋	D25@100	D29@100
	軸方向鉄筋かぶり	10cm	15cm
	帯鉄筋	D13@250	D22@150
	横拘束効果	なし	あり
堰柱	軸方向鉄筋	D22@150	D22@150
	軸方向鉄筋かぶり	10cm	15cm
	帯鉄筋	D13@250	D16@150
	横拘束効果	なし	あり

表-6 地震時保有水平耐力法による照査(門柱)

項目	単位	原設計				補強設計			
		流心直角方向		流心方向		流心直角方向		流心方向	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
地震時保有水平耐力	tf	164.6	164.6	244.0	244.0	171.3	173.4	299.7	299.6
$k_{he} \cdot W$	tf	216.0	233.0	300.0	300.0	858.0	123.0	159.0	150.0
判定		OUT	OUT	OUT	OUT	OK	OK	OK	OK
残留変位	cm	1.2	4.6	0.2	5.3	1.1	3.9	0	1.6
破壊形式		せん断移行	曲げ破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	せん断破壊	曲げ破壊
終局水平耐力	tf	164.6	164.6	288.9	288.9	171.3	173.4	299.7	299.6
せん断耐力	tf	194.6	194.6	244.0	244.0	458.5	458.5	724.7	724.7

表-7 地震時保有水平耐力法による照査(堰柱)

項目	単位	原設計				補強設計			
		流心直角方向		流心方向		流心直角方向		流心方向	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
地震時保有水平耐力	tf	574.7	574.7	718.5	718.5	550.0	550.0	1853.3	1853.3
$k_{he} \cdot W$	tf	599.0	342.0	820.0	1574.0	342.0	342.0	820.0	1574.0
判定		OUT	OK	OUT	OUT	OK	OK	OK	OK
残留変位	cm	0	1.6	0	0.1	0	1.7	0	0
破壊形式		せん断移行	曲げ破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	せん断破壊	せん断破壊
終局水平耐力	tf	574.7	574.7	4074.1	4074.1	550.0	550.0	4080.7	4086.5
せん断耐力	tf	858.4	858.4	718.5	718.5	2287.1	2287.1	1853.3	1853.3

3. 大規模地震による河川構造物の被害状況と耐震設計の必要性

堰・水門の耐震設計の研究を進めるにあたり、表-8に示す過去に発生した大規模地震の被災状況を文献等で調査した。

調査の結果、河川構造物の被災は、堤防・護岸が大部分を占める。鉄筋コンクリート構造物では、樋門の被災は、堤防の陥没、沈下、法面すべりに伴う函体継手の「開き」やクラックがほとんどであり、門柱が損傷した事例は見受けられない。また、堰・水門の大規模構造物においては、堰柱・門柱の躯体損傷事例が報告されていないが、釧路沖地震では、旧釧路川が釧路川と分岐する地点に設けられている「岩保水門」、兵庫県南部地震では「加古川大堰」の扉体戸当金物(HWL

表-8 調査対象地震

平成	地震名
5年	釧路沖地震
5年	北海道南西沖地震
6年	北海道東方沖地震
7年	兵庫県南部地震

以上に設置されている溝型の鋼材)がゲートの震動により変形していることが確認されている。

しかし、河川施設は防災施設であることから、発生するであろう大規模地震に対して、その対策を講じることは必要なことである。

4. 堰・水門の耐震設計のあり方

本研究を通して、鉄筋量の増加によりじん性を増加させて終局耐力を向上させ、また、残留変位も小さくなることが確認できた。地震後のゲート操作に対する支障については、ゲートルーラと戸当金物の隙間は、流心方向1cm、流心直角方向は約20cmであり、これを許容残留変位と設定して考察する。

実際の最大応答変位は表-9に示すとおりであるが、地震後のゲート操作が可能かどうかは、残留変位で考えるべきである。補強後の残留変位は、門柱の流心方向タイプⅡのみが許容値以上になっている。水門は、常時閉扉しており門柱が変位した場合、その影響を受け躯体と反対方向にある部材強度の低い上部戸当金物に変形する。門柱の剛性をもう少し大きくして、許容変位内に納めることも検討すべきではあるが、躯体よりも取替えが容易な箇所に損傷を与えて構造系を保全することは、合理的な考えとも判断できる。

表-9 最大応答変位

箇所	最大応答値(cm)	
	流心直角 (タイプ)	流心 (タイプ)
門柱	16.7 (Ⅰ、Ⅱ)	4.8 (Ⅱ)
堰柱	2.7 (Ⅰ、Ⅱ)	0.7 (Ⅱ)

堰は、常時閉扉しているため、堰柱の変位の影響を受ける。表-7の変位は堰柱天端の残留変位である。ゲート高は堰柱高に比べて低いため、ゲート天端位置での流心直角方向変位は、支障にならない程度になると考えられる。

本研究では、ゲートの荷重は考慮するが、構造系には組込まれていない状態で検討している。しかし、実際の挙動ではゲートが、流心直角方向に座屈しない限り梁の役割を果たすと考えられるため、この影響を考慮する場合や防潮水門のようにカーテンウォールがある場合は、動的解析が不可欠になる。また、残留変位はタイプⅡで動解値が小さくなり、許容値以内になる場合もある。堰・水門の耐震設計を行う際は、地震時保有水平耐力法が適用可能であるが、ゲート操作の観点から、変位を勘案した損傷具合を考慮して設計するとともに、必要に応じて動的解析を組み合わせることも考慮すべきである。

5. まとめ

本研究における結論は、次のとおりである。

- ①固有値解析の1次モードは門柱、2次モードは堰柱の固有周期を現わすと考えられる。
- ②設計水平震度標準値は、道示手法が安全側に算出される。
- ③残留変位は、タイプⅠでは動解値、タイプⅡでは道示式が大きくなるのが認められ、流心直角方向のタイプⅡを中心に検討すれば良い。
- ④一般的形式の堰・水門の耐震設計においては、地震時保有水平耐力法の適用が可能と考えられる。
- ⑤ただし、カーテンウォールがある防潮水門は、動的解析が必要である。
- ⑥堰柱の流心方向は、せん断破壊型になるが、耐力的には問題が生じない。
- ⑦地震後のゲート操作の観点から残留変位に着目した検討を行う場合は、動的解析も実施して検討すべきである。

(参考文献)

- 1) 土木学会地震工学委員会：平成11年度実務者のための耐震設計入門，土木学会，1999
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第6章河川・砂防関係施設，地盤工学会・土木学会，1997. 12
- 3) (財)北海道河川防災研究センター：北海道地震災害実態調査研究会 報告書，北海道開発局，平成7年2月