

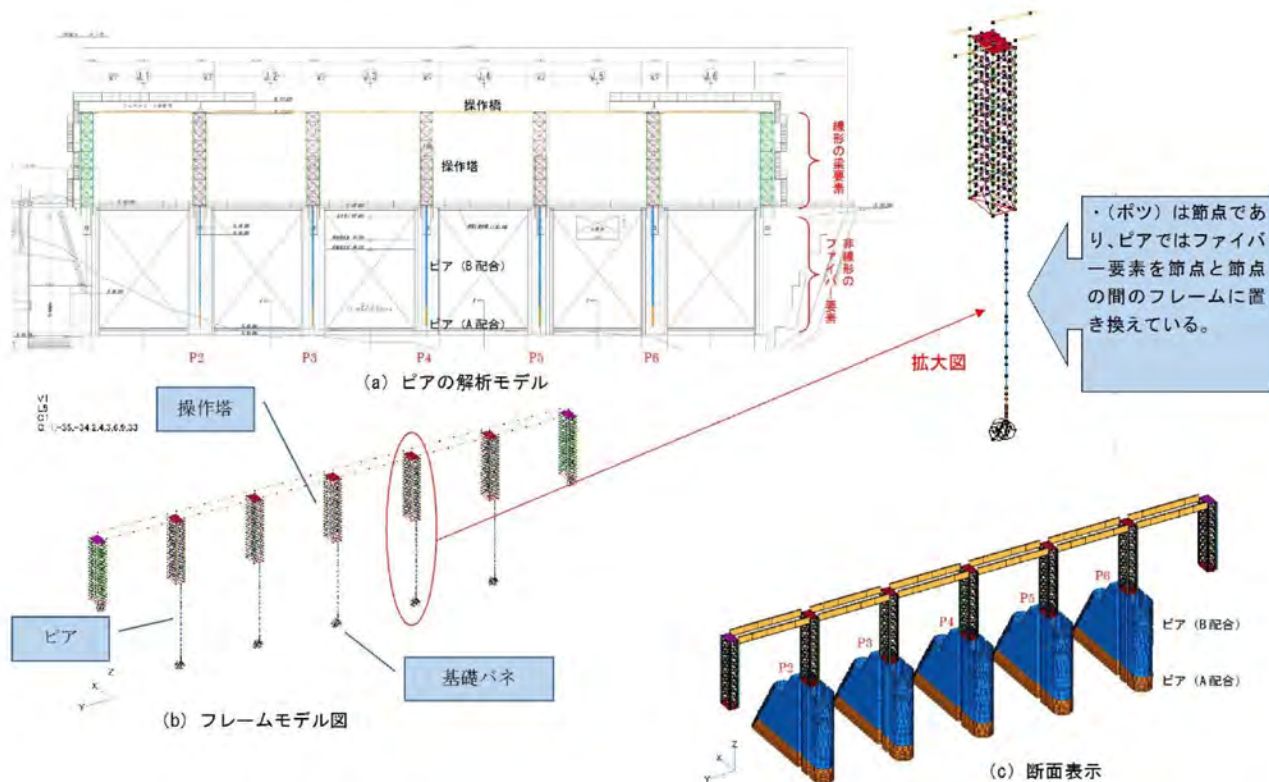
4. ピアモデルの解析

(1) 解析の目的、解析モデル・手法

ピアモデルによる解析は、非線形解析により照査を行った。

解析モデルでは、ピア、操作塔、操作橋（主桁のみ）をモデル化し、モデル化の範囲は越流部天端より上部とした。

ピアは「非線形ファイバー要素」、その他は「線形の梁要素」でモデル化した。



※ファイバー要素

部材断面を n 個のファイバーに分割し、部材断面をファイバーの集合体として表現する要素である。各ファイバーに、物性値や非線形構成側を設定する。一例として、ピア基部のファイバー断面を図 6.1.3-8 に示す。断面はコンクリート要素と鉄筋要素で構成されている。

コンクリートピアは非線形ファイバー要素

その他は線形梁要素である。

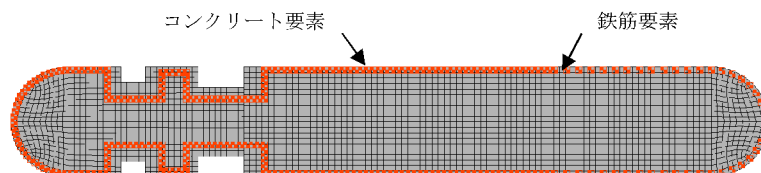


図 6.1.3-8 ファイバー要素の断面

解析手法は、静的解析（自重、静水圧）を行った後に、非線形動的解析（地震応答解析）を行う。

(2) 解析条件

解析用物性値は以下の通りとした。

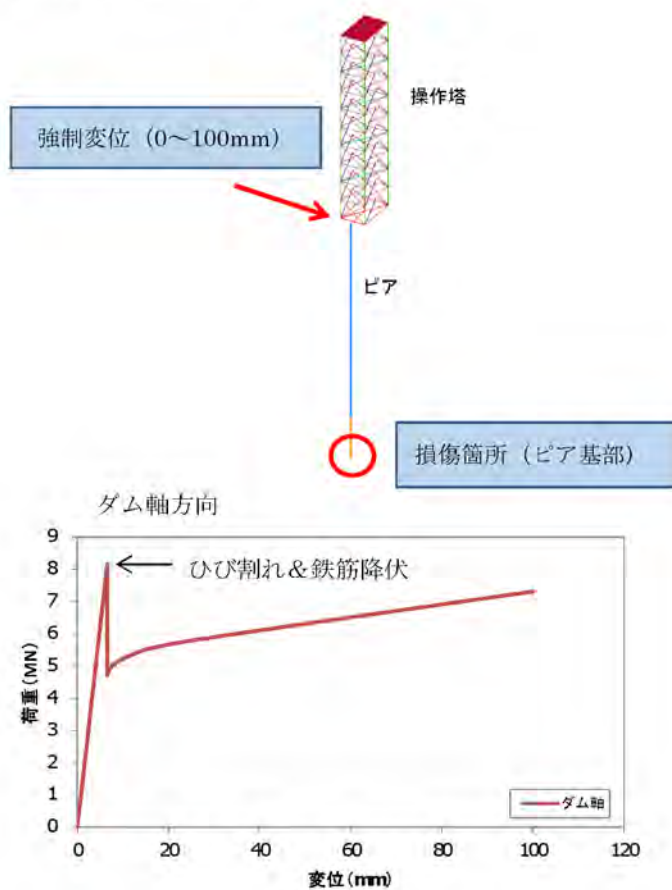
表 6.1.3-9 コンクリートの動的物性値

配合区分		A 配合 A1 配合	B 配合
単位体積重量	kN/m ³	23.9	23.8
弾性係数	N/mm ²	34,800	34,800
ポアソン比	—	0.20	0.20
圧縮強度	N/mm ²	31.5	31.5
引張強度	N/mm ²	2.50	2.50

表 6.1.3-10 鉄筋の物性値

項目		設定値
単位体積重量	kN/m ³	77.0
弾性係数	N/mm ²	206,000
ポアソン比	—	0.30
降伏強度	N/mm ²	330

※参考 プッシュオーバー解析



コンクリートピア天端に強制変位 (0~100mm) を作用させた場合のピア基部の反力とピア天端の変位の関係を上図に示す。荷重と変位が線形的に増加した後、ピア基部でのひび割れとともに鉄筋が降伏して荷重が急激に低下し、変位が大きく増加する。これは、低鉄筋のコンクリート構造物で見られる挙動である。

コンクリート要素と鉄筋要素の非線形構成則を以下に示す（『コンクリート標準示方書』による）。

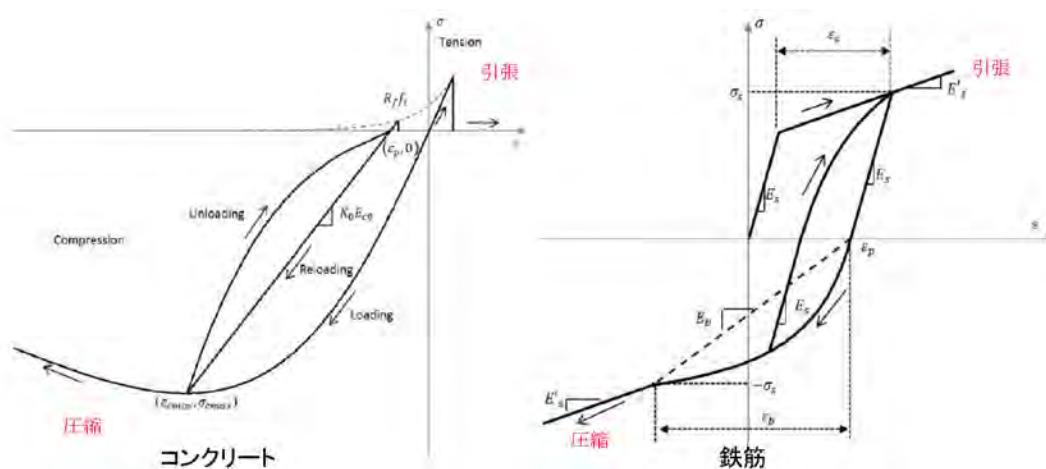
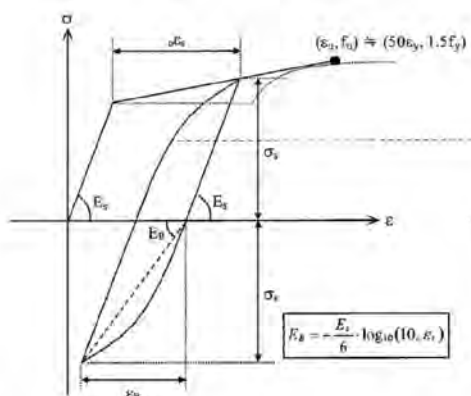


図 6.1.3-9 コンクリートと鉄筋の非線形構成則

【鉄筋の二次勾配】

鉄筋降伏後の弾性係数を 1/100 に設定した。

今回、鉄筋採取による引張試験では、鉄筋の応力-ひずみ曲線を記録していなかったため、解析に考慮した二次剛性の勾配と実際の挙動があっているかを確認することはできなかった。しかしながら、二次剛性を一次剛性の 1/100 に設定する方法は、コンクリート標準示方書に基づく設定方法を簡素化したものであり、一般的に良く用いられる方法である。



◆検討で採用した鉄筋の二次勾配：2,060 N/mm²（一時勾配×1/100）

◆コンクリート標準示方書から求めた二次勾配

f_y （降伏強度）=330N/mm², ϵ_y =330/206000 $\approx$ 1600 μ

二次勾配：(1.5 f_y - f_y) / (50 ϵ_y - ϵ_y)

= ((1.5×330-330) / (50×1600-1600)) ×1000000

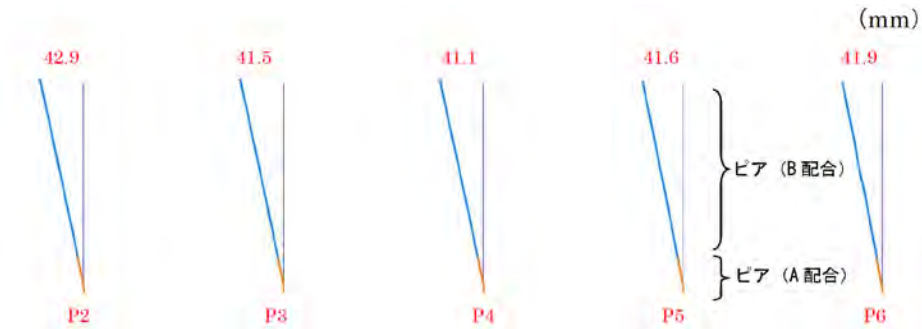
=2,105 N/mm²（よって、同等）

動的解析に用いる地震動は、全体モデルから抽出し、各ピア基部にそれぞれ多点入力した。境界条件は、P2～P6 はピア基部を固定、P1 及び P7 は操作塔基礎部を固定とした。

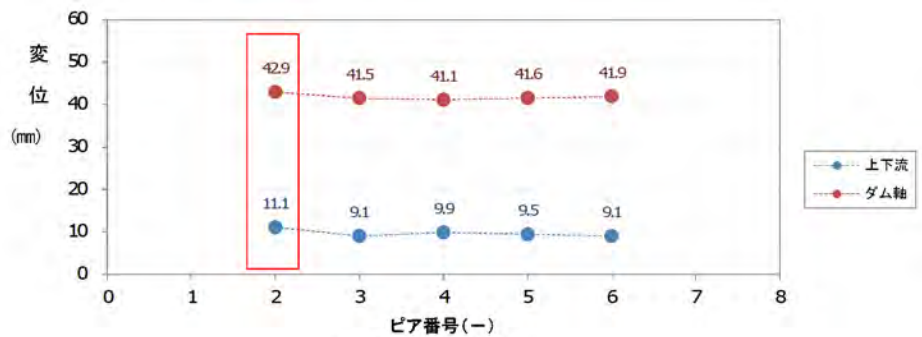
(3) ピアモデルの解析結果

1) 応答変位

ピア天端の最大応答変位を図 6. 1. 3-10 に示す。最大応答変位は上下流方向が 11. 1mm、ダム軸方向が 42. 9mm であり、いずれも P2 が最大となった。



(a) ピアの変形図（ダム軸方向最大変位発生時）



(b) 最大応答変位

図 6. 1. 3-10 ピア天端の最大応答変位

2) 曲げ損傷状況

各ピアの曲げ損傷の状況を図 6. 1. 3-11 に示す。いずれのピアも基部の鉄筋が降伏する結果となった。

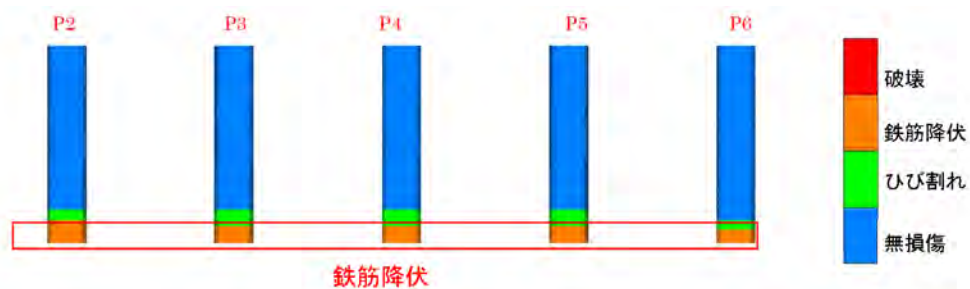
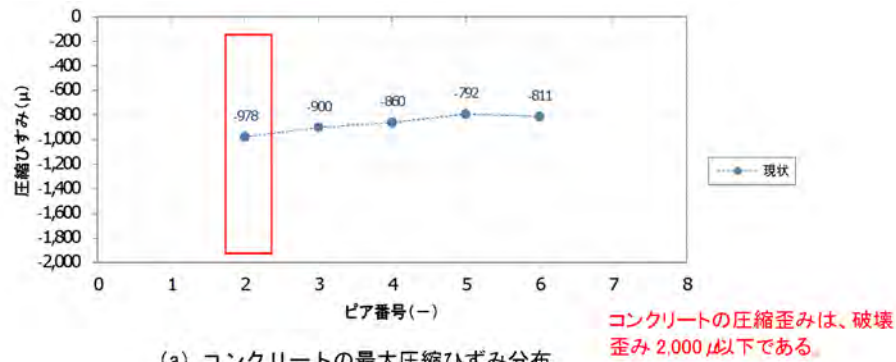


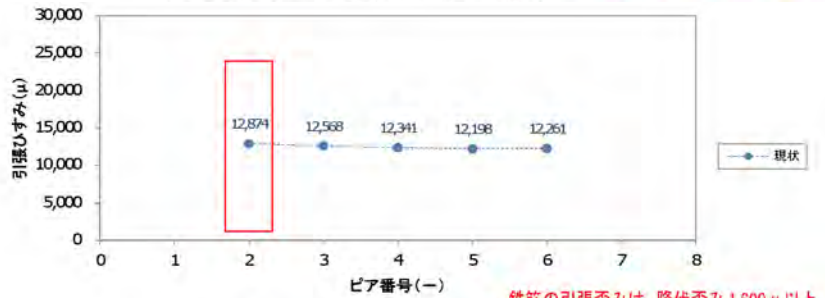
図 6. 1. 3-11 ピアの曲げ損傷の状況

3) 発生ひずみ

ピア基部のコンクリートの最大圧縮歪み、鉄筋の最大引張歪みの分布を図 6. 1. 3-12 に示す。コンクリートの最大圧縮ひずみ（圧縮:-）は -978μ 、鉄筋の最大引張ひずみ（引張:+）は $12,874\mu$ であり、いずれも P2 が最大となった。



(a) コンクリートの最大圧縮ひずみ分布



(b) 鉄筋の最大引張ひずみ分布

図 6.1.3-12 ピア基部の発生歪み

最大ひずみが発生した P2 のファイバー断面のひずみ分布を図 6.1.3-13 に、最大ひずみが生じた要素の応力-ひずみ履歴曲線を図 6.1.3-14 に示す。

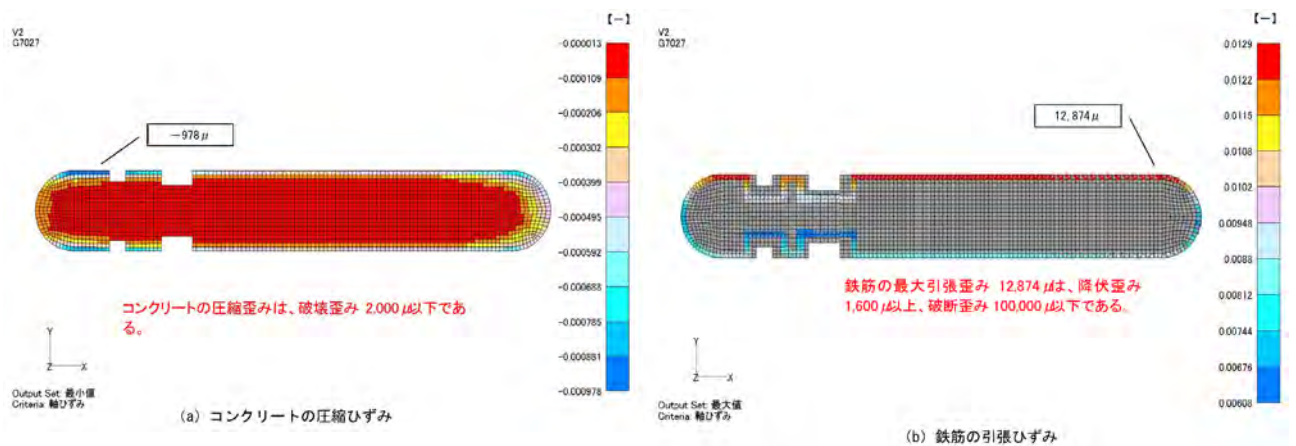


図 6.1.3-13 ピア基部の発生ひずみ分布

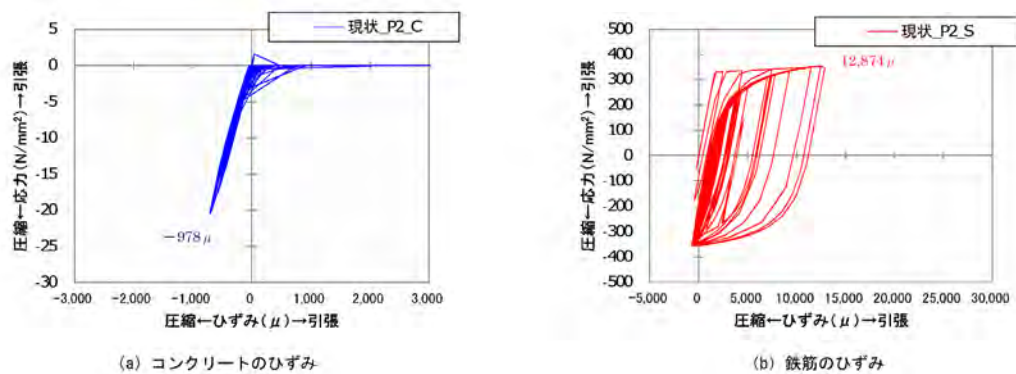


図 6.1.3-14 最大・最小ひずみ発生要素の応力-ひずみ履歴曲線（代表：P2）

4) せん断力

せん断力分布を図 6.1.3-15 に示す。図にはコンクリート標準示方書に基づいて算出したせん断耐力を併記した。作用せん断力、せん断耐力とも、下部ほど大きくなる傾向がある。作用せん断力はせん断耐力以下で、せん断破壊は生じない。

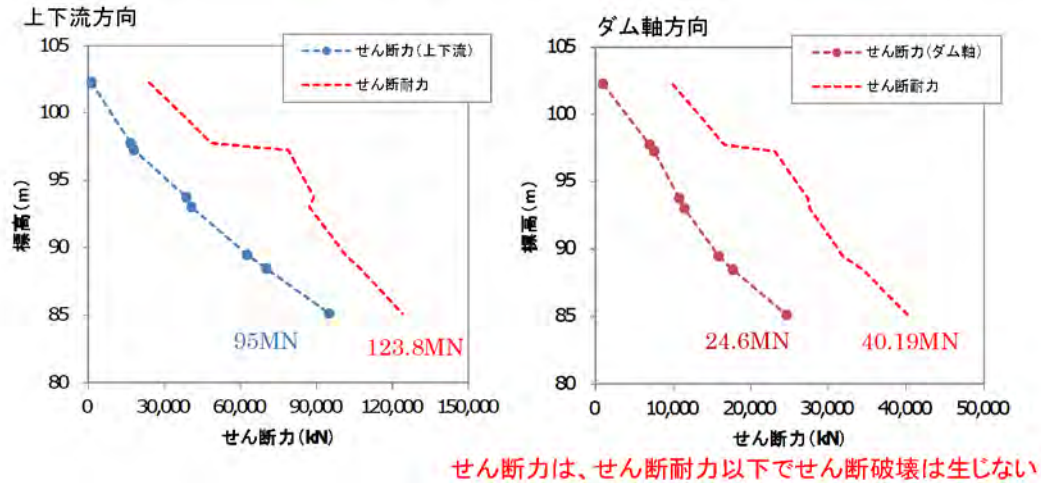


図 6.1.3-15 せん断力分布（全てのピアの最大値）

(4) ピアモデルの耐震照査結果

1) 照査基準

ピアの耐震性能照査は、「水力発電設備の耐震性能照査マニュアル」に準拠して行った。照査基準を下表に示す。

表 6.1.3-11 ピアの照査基準一覧

対象構造物	限界状態	照査基準
ピア 要求性能 1-1)	ピアの損傷によりゲートが脱落しない状態	(曲げ破壊に対する照査) コンクリート圧縮ひずみ $\leq 2,000 \mu (0.2\%)$ 鉄筋引張ひずみ $\leq 100,000 \mu (10\%)$
		(せん断破壊に対する照査) 作用せん断力 $\leq$ 許容せん断耐力
	ピアの変形によりゲートが崩壊しない状態	ゲート位置におけるピアの最大応答変位 $\leq$ ゲートの可動範囲
	操作架台の脱落によりゲートが崩壊しない状態	ピアの最大応答変位 $\leq$ 桁かかり長の 1/2
ピア 要求性能 1-2)	ゲートが設計洪水位以上まで開閉可能な状態	ピアの残留変位 $\leq$ ピアの高さの 1/100 ピアの残留変位 $\leq$ ゲートの可動範囲 ピアの残留変形 $\leq$ 許容残留変形角
備考		

2) 照査結果

ピアの非線形解析結果と照査基準の比較を次表に示す。曲げ破壊、せん断破壊、応答変位に関する照査基準をいずれも満足する結果となった。

表 6.1.3-12 ピアの照査結果一覧

項目		算定値	算定値/ 照査基準	判定	照査基準	
曲げ破壊	曲げ圧縮ひずみ	978 μ	0.49	OK	2,000 μ	コンクリートの圧縮破壊ひずみ
	曲げ引張ひずみ	12,874 μ	0.13	OK	100,000 μ	鉄筋の破断ひずみ
せん断破壊	上下流方向のせん断力 (MN)	95.0	0.77	OK	123.8	基部のせん断耐力
	ダム軸方向のせん断力 (MN)	24.6	0.61	OK	40.19	基部のせん断耐力
最大変位	ゲート天端変位 (mm)	40.4	0.13	OK	300	ゲートの可動範囲
	ピア天端変位 (mm)	42.9	0.17	OK	250	桁掛長さの 1/2
	操作塔天端変位 (mm)	162.2	0.72	OK	225	桁掛長さの 1/2
残留変形	ピア天端変位 (mm)	1.4	0.001	OK	175	ピアの高さの 1/100
	ゲート天端変位 (mm)	1.3	0.001	OK	300	ゲートの可動範囲
	残留変形角 (°)	0.005	0.016	OK	0.292	許容残留変形角

※ピアの曲げ引張ひずみは、鉄筋の破断ひずみと比較すると 1/10 程度であるが、鉄筋の降伏ひずみ (約 1600 μ) の約 8 倍である。

※せん断耐力は、「コンクリート標準示方書設計編」の算定式、許容残留変形角は、「河川構造物の耐震性の照査指針 (案)・同解説」の算定式により算定。

5. 操作塔の耐震性能照査

(1) 解析結果

操作塔の発生応力は、長周期成分が卓越する深谷断層 (内陸地殻内地震) で解析した結果、 $M_w7.3$ プレート内地震に比べ 5%程度大きくなった。また、 $M_w7.3$ プレート内地震では照査基準を満足する斜めトラス材について、深谷断層 (内陸地殻内地震) で解析すると一部の部材で照査基準を超過する結果となった。

深谷断層 (内陸地殻内地震) で解析した操作塔の軸圧縮応力分布は図 6.1.3-16 に示すとおりで、最大圧縮応力は主柱 (H 鋼) 基部で 410 N/mm^2 ($M_w7.3$ プレート内地震の場合 390 N/mm^2) である。

また、合成応力分布 (ミーゼス応力) は図 6.1.3-17 に示すとおりで、最大合成応力は 562 N/mm^2 ($M_w7.3$ プレート内地震の場合 537 N/mm^2) である。

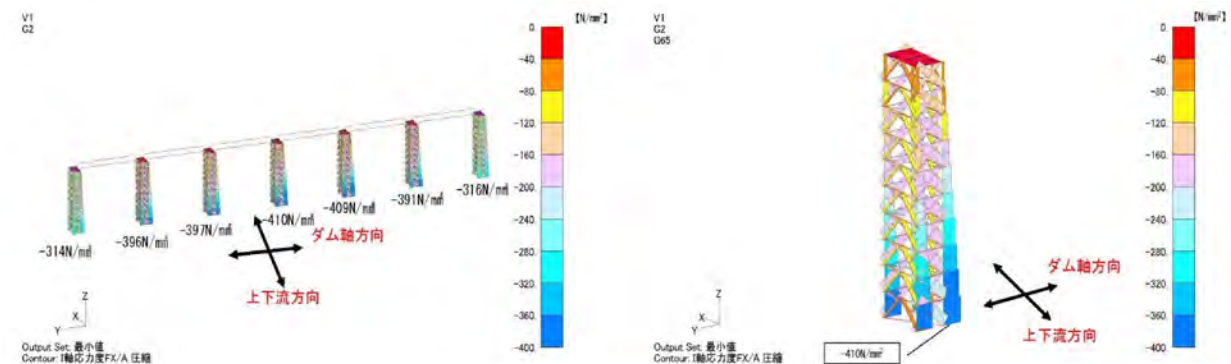


図 6.1.3-16 操作塔の軸圧縮応力の分布

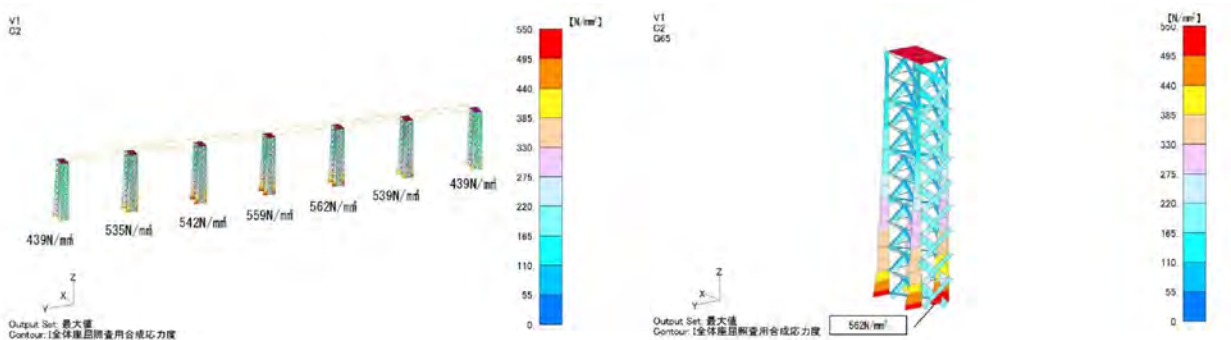


図 6.1.3-17 操作塔の合成応力の分布

(2) 耐震照査結果

1) 照査基準

操作塔の耐震性能照査は、類似構造物である鋼製ゲートの照査基準（「水力発電設備の耐震性能照査マニュアル」）を参考に設定した。照査基準を下表に示す。

表 6.1.3-13 操作塔の照査基準

対象構造物	限界状態	照査基準
操作塔	主要構造部材が座屈しない状態（局部座屈、全体座屈）	・ 主要構造部材の応力 ≤ 許容座屈応力
	補助構造部材が座屈しない、または座屈してもその影響により主要構造部材が座屈しない状態（局部座屈、全体座屈）	・ 補助構造部材の応力 ≤ 許容座屈応力
	主要構造部材のひずみが弾性域内にとどまる状態	・ 主要構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの 2 倍程度
	補助構造部材のひずみが限定的な塑性化にとどまる状態	・ 補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの 10 倍程度

2) 照査結果

深谷断層（内陸地殻内地震）による操作塔の照査結果を表 6.1.3-14～表 6.1.3-15 に示す。照査基準を超過している範囲を図 6.1.3-18 に示す。

主柱（H 鋼）が座屈及び塑性化に対して照査基準を満足しない結果となった。座屈に対しては操作塔の基部から約 6.8m の範囲、塑性化に対しては操作塔の基部から約 1.4m の範囲が照査基準を超過する。また、補助構造部材である斜めトラス材については、一部の部材において発生応力がわずかに許容値を超過した（表 6.1.3-14～表 6.1.3-15）。

3) 操作塔の補強対策工法案

操作塔（主柱）の耐震補強工法は、図 6.1.3-19 のような当て板補強とする。当て板による主柱の補強の考え方を以下に示す。

- ① 座屈と塑性化のうち、照査結果が厳しい座屈に対して設計する。
- ② 最大発生応力 410 N/mm²は、許容座屈強度が 235 N/mm²に対し 175 N/mm²超過する。
- ③ 当て板補強により主柱の断面積を増加させることで発生応力を緩和する。

なお、斜めトラス材は補助構造部材であって、操作塔全体への影響は小さく、且つ応力超過は部分的であることから、部材の健全性を確認したうえで、対策の必要性を総合的に判断する。

表 6.1.3-14 操作塔の照査結果

1) 局部座屈の照査

部材名称	方向	発生応力	座屈強度	発生応力/照査基準	判定
			σ_{cl}		
		N/mm ²	N/mm ²		
①主柱	弱軸回り(Z)	410	235	1.74	NG
	強軸回り(Y)	410	235	1.74	NG
②水平材(ダム軸方向)	弱軸回り(Y)	31	235	0.13	OK
	強軸回り(Z)	31	235	0.13	OK
③水平材(上下流方向)	弱軸回り(Y)	45	235	0.19	OK
	強軸回り(Z)	45	235	0.19	OK
④斜めトラス材(上下流方向)	弱軸回り(Y)	93	235	0.39	OK
	強軸回り(Z)	93	235	0.39	OK
⑤斜めトラス材(ダム軸方向)	弱軸回り	207	235	0.88	OK
	強軸回り	207	235	0.88	OK
⑥水平トラス材	弱軸回り	4	235	0.02	OK
	強軸回り	4	235	0.02	OK

表 6.1.3-15 操作塔の照査結果

2) 全体座屈の照査 (圧縮応力を受ける部材としての照査)

部材名称	方向	発生応力	σ_{cr}	発生応力/照査基準	判定
		N/mm ²	N/mm ²		
①主柱	弱軸回り	410	234	1.75	NG
	強軸回り	410	238	1.74	NG
②水平材 (ダム軸方向)	弱軸回り	31	172	0.18	OK
	強軸回り	31	195	0.16	OK
③水平材 (上下流方向)	弱軸回り	45	126	0.36	OK
	強軸回り	45	162	0.28	OK
④斜めトラス材 (上下流方向)	弱軸回り	93	139	0.67	OK
	強軸回り	93	173	0.53	OK
⑤斜めトラス材 (ダム軸方向)	弱軸回り	207	193	1.08	NG
	強軸回り	207	193	1.08	NG
⑥水平トラス材	弱軸回り	4	157	0.03	OK
	強軸回り	4	157	0.03	OK

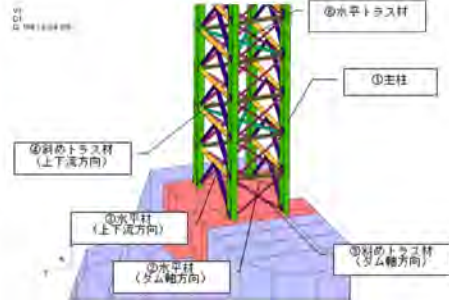
σ_{cr} : 長さの概念がない座屈強度 (鋼材の降伏強度 235N/mm²)
 σ_{cr} : 長さの概念を入れた座屈強度

斜めトラス材は補助構造部材であって、操作塔全体への影響は小さく、且つ応力超過は部分的であることから、部材の健全性を確認したうえで、対策の必要性を総合的に判断する。

3) 塑性化の照査

部材名称	方向	発生応力	E-一定則考慮の σ	発生応力/照査基準	判定
		N/mm ²	N/mm ²		
①主柱	弱軸回り	562	407	1.38	NG
	強軸回り	562	407	1.38	NG
②水平材 (ダム軸方向)	弱軸回り	138	1,024	0.13	OK
	強軸回り	138	1,024	0.13	OK
③水平材 (上下流方向)	弱軸回り	137	1,024	0.13	OK
	強軸回り	137	1,024	0.13	OK
④斜めトラス材 (上下流方向)	弱軸回り	120	1,024	0.12	OK
	強軸回り	120	1,024	0.12	OK
⑤斜めトラス材 (ダム軸方向)	弱軸回り	314	1,024	0.31	OK
	強軸回り	314	1,024	0.31	OK
⑥水平トラス材	弱軸回り	264	1,024	0.26	OK
	強軸回り	264	1,024	0.26	OK

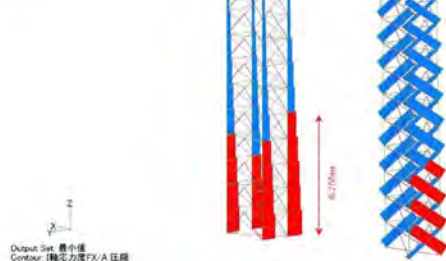
※降伏ひずみの2倍および10倍に相当する応力に換算した結果。



まとめ

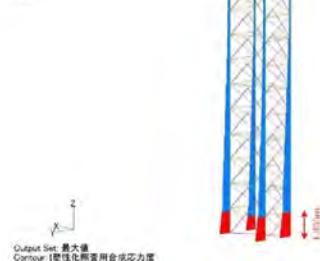
- 1) 主柱 (主要構造部材)、斜めトラス材を除いて、照査基準を満足する。
- 2) 主柱 (主要構造部材) は、局部座屈、全体座屈、塑性化の照査基準を満足しない。
斜めトラス材は全体座屈の照査基準を満足しない。

V1
C2
G65



(a) 座屈の照査基準を満足しない範囲

V1
C2
G65



(b) 塑性化の照査基準を満足しない範囲

図 6.1.3-18 操作塔の照査結果が NG になる範囲

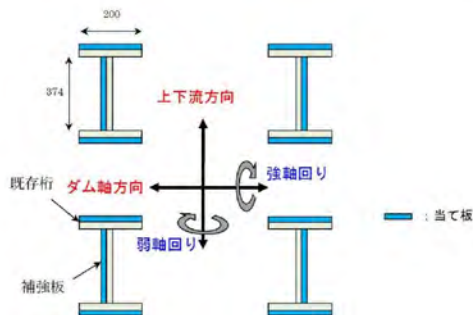


図 6.1.3-19 耐震補強案

6. ゲートの耐震性能照査

(1) 耐震性能照査方法

D ダムのローラーゲートの耐震性能照査は、経済産業省「水力発電設備の耐震性能照査マニュアル」に準拠して行う。

ゲートの照査は、ゲートの詳細モデルを用い、ダムの応答加速度及び動水圧を外力とする動的解析を行い、表 6.1.3-16 に示すローラーゲートの限界状態及び照査基準と比較する。ゲートの部材が座屈する場合や部材ひずみが弾性域を超える場合は、非線形解析が必要である。

また、本検討では、ローラー部や戸当り金物などは解析モデルとして考慮せずに、解析により評価される最大反力を用いてこれらが降伏強度を超過せず、ほぼ弾性域にとどまる状態であることを確認する。

表 6.1.3-16 ローラーゲートの限界状態及び照査基準

対象構造物	限界状態	照査基準
ゲート 要求性能 1-1)	主要構造部材が座屈しない状態	・主要構造部材の応力 ≤ 許容座屈応力
	補助構造部材が座屈しない、または座屈してもその影響により主要構造部材が座屈しない状態	・補助構造部材の応力 ≤ 許容座屈応力
	主要構造部材のひずみが弾性域内にとどまる状態	・主要構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの 2 倍程度
	補助構造部材のひずみが限定的な塑性化にとどまる状態	・補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの 10 倍程度
ゲート 要求性能 1-2)	構造部材のひずみがほぼ弾性域内にとどまる状態	・構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの 2 倍程度
	ゲートと戸当り金物との水密性が確保される状態	・ゲートのたわみ ≤ 許容変位

(2) 解析モデル

ゲートの解析モデルは、図 6.1.3-21 に示す照査フローにしたがって線形解析手法を適用し、ローラー部や戸当り金物を除く部材を 3 次元シェル要素で詳細にモデル化した。ゲートの 3 次元解析モデルを図 6.1.3-20 に示す。

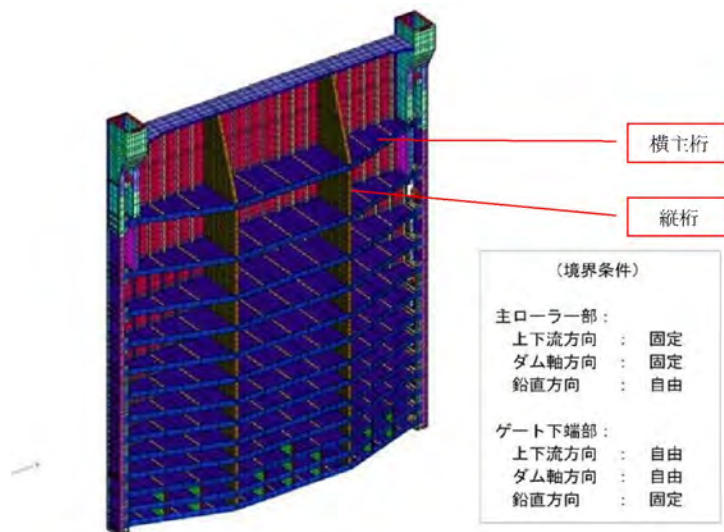


図 6.1.3-20 ゲートの 3 次元解析モデル

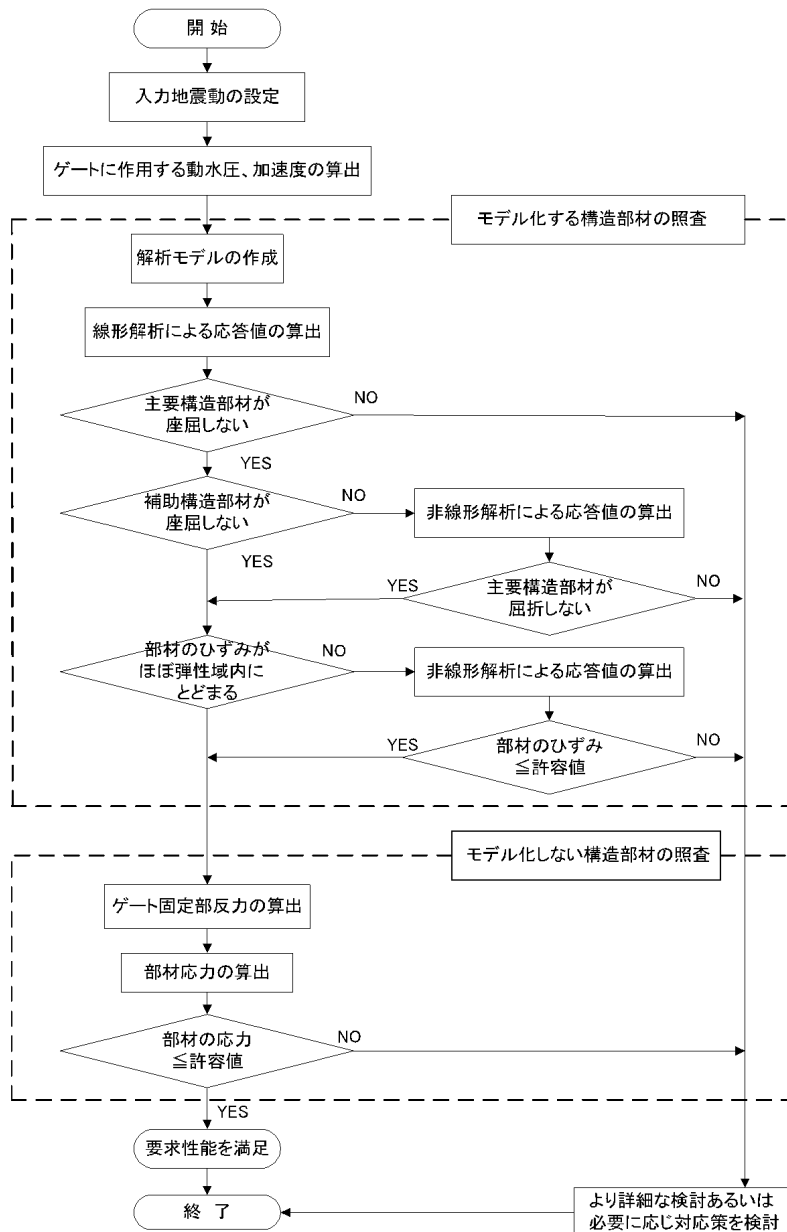


図 6.1.3-21 ローラーゲートの耐震性能照査フロー

地震時、ダムと貯水の相互作用によりゲートには大きな動水圧が発生し、ゲートのたわみ性に起因し増大することが水中模型振動実験で確認されている。そこで、動水圧を適切に評価するため、ダム及びゲートと貯水の連成を考慮した動的解析を行い、得られた動水圧及び応答加速度を用いてゲートの照査を行う。

(3) 地震荷重

地震時、ダムと貯水の相互作用によりゲートには大きな動水圧が発生し、ゲートのたわみ性に起因し増大することが水中模型振動実験で確認されている。そこで、動水圧を適切に評価するため、全体モデルを用いてダム及びゲートと貯水の連成を考慮した動的解析を行い、得られた動水圧及び応答加速度を用いてゲートの照査を行う。

(4) 耐震性能照査結果（合成応力分布）

合成応力分布・変形図を図 6.1.3-22 に、照査の結果、鋼材の降伏応力を超過した範囲を赤色で図 6.1.3-23、図 6.1.3-24 に示す。横主桁-1 端部のウェブで上流最大変位時は 738 N/mm²、下流最大変位時は 1,471 N/mm²の応力が発生し、許容値を鋼材の降伏ひずみの 2 倍相当とした場合でもこれを超過するため、横主桁は弾性域内にとどまらない。よって、塑性化に対する照査基準を満足しない。

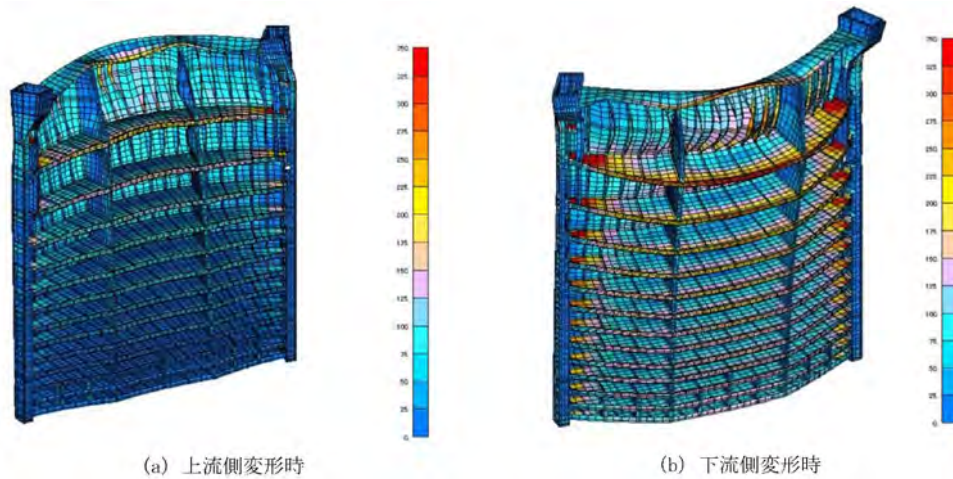


図 6.1.3-22 ゲートの合成応力分布



図 6.1.3-23 ゲートの合成応力分布（上流最大変位時 14.29s）

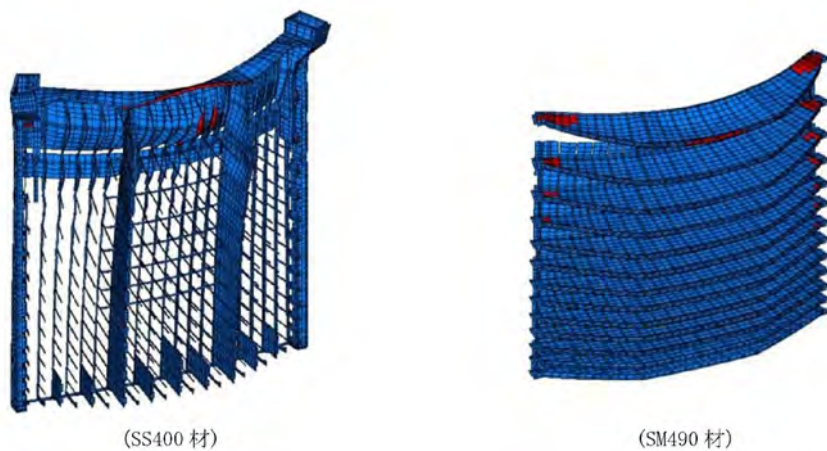


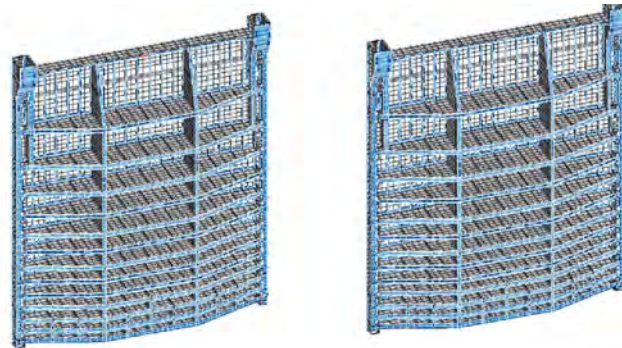
図 6.1.3-24 ゲートの合成応力分布（下流最大変位時 14.37s）

(5) 横倒れ座屈

横主桁の横倒れ座屈応力は、道路橋示方書及び水門鉄管技術基準に準拠した。ただし、横主桁が下流側へ変形する場合は、上流フランジがスキムプレートと接合しているため横倒れ座屈を想定せず、上流側へ変形する場合のみ横倒れ座屈の照査を行った。この結果、横主桁-1 が許容値を超過することから、本ゲートは横主桁の横倒れ座屈に対して安全性を有していない。

(6) 局部座屈

照査結果を図 6.1.3-25 に示す。上流最大変位時は横主桁-1 から横主桁-13 の中央フランジに圧縮応力が発生するが、最大応力は 241 N/mm^2 で座屈応力度 (315 N/mm^2) 以下である。また、下流最大変位時は横主桁-1 から横主桁-9 の端部フランジに圧縮応力が発生するが、最大応力は 265 N/mm^2 で座屈応力度 (315 N/mm^2) 以下である。以上より、横主桁の圧縮フランジは局部座屈に対して安全性を有している。

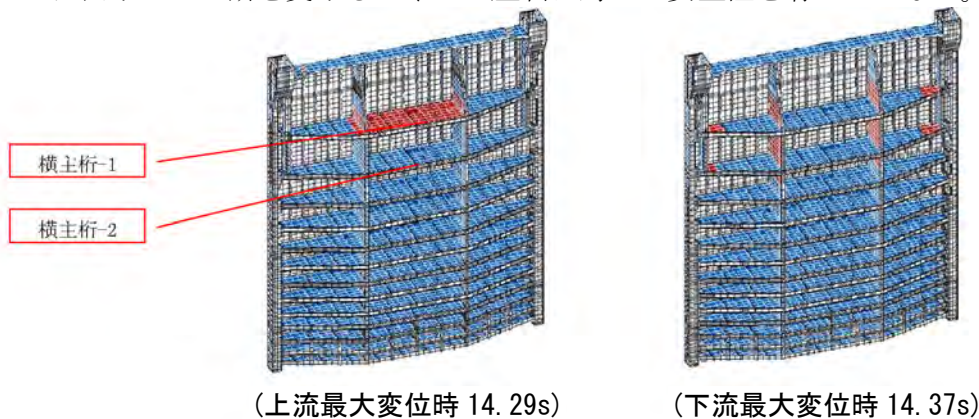


(上流最大変位時 14.29s) (下流最大変位時 14.37s)

図 6.1.3-25 局部座屈照査図

(7) 曲げとせん断を受けるパネル座屈

照査結果を図 6.1.3-26 に示す。上流最大変位時に横主桁-1 の中央ウェブと縦桁の上部ウェブで照査基準を満足しない。いずれも曲げモーメントによる圧縮応力が卓越するためである。また、下流最大変位時に横主桁-1 及び横主桁-2 の端部ウェブと縦桁の上部ウェブで照査基準を満足しない。横主桁-1 及び横主桁-2 はせん断力によるせん断応力が、縦桁は曲げモーメントによる圧縮応力が卓越するためである。以上より、横主桁及び縦桁のウェブは曲げとせん断を受けるパネルの座屈に対して安全性を有していない。



(上流最大変位時 14.29s)

(下流最大変位時 14.37s)

図 6.1.3-26 曲げとせん断を受けるパネル座屈照査図

(8) その他、モデル化していない部材の照査

ローラー部は塑性化に対して鋼材の降伏強度を超過し、許容値をエネルギー一定則に基づいて降伏ひずみの2倍相当にしても弾性域にとどまらない。

戸当り金物は、ほぼ弾性域に留まる状態である。

ゲート上下流方向の変位は小さく水密性を確保できる。

(9) ゲートの耐震性能照査のまとめ

以下に、大規模地震時におけるローラーゲートの耐震性能の照査結果を列記する。

- ①塑性化に対しては、横主桁で鋼材の降伏強度を超過する。許容値をエネルギー一定則に基づいて降伏ひずみの2倍相当にしても弾性域内に留まらない。
- ②座屈に対しては、横倒れ座屈及びパネル座屈がクリティカルとなる。横主桁-1が横倒れ座屈、縦桁がパネル座屈に対して照査基準を満たさない。
- ③ローラー部は塑性化に対して鋼材の降伏強度を超過し、許容値をエネルギー一定則に基づいて降伏ひずみの2倍相当にしても弾性域内に留まらない。
- ④戸当り金物は、ほぼ弾性域内に留まる状態である。
- ⑤ゲート上下流方向の変位は小さく水密性を確保できる。

以上より、ローラーゲートは表 6.1.3-16 に示すローラーゲートの限界状態及び照査基準を満足しないことから、要求性能 1-1) 及び要求性能 1-2) を満足しない。

表 6.1.3-17 ゲートの照査結果

照査項目			判 定				備 考		
モデル化した構造部材	主要構造部材の塑性化に対する照査		合成応力	1,471N/mm ²	<	> 伏ひずみ2倍相当応力	546N/mm ²	NG	下流側最大変位時、横主桁-1
	主要構造部材の座屈に対する照査	横倒れ座屈	圧縮応力	241N/mm ²	>	横倒れ座屈応力	208N/mm ²	NG	上流側最大変位時、横主桁-1
		局部座屈	圧縮応力	265N/mm ²	<	局部座屈応力	315N/mm ²	OK	下流側最大変位時、横主桁-1
		パネル座屈	厚幅比パラメータ	1.85	>	限界厚幅比パラメータ	1.0	NG	下流側最大変位時、縦桁-L
モデル化していない構造部材	ローラー部	ローラー	ヘルツの接触応力	2,297N/mm ²	>	許容接触応力度×2	2,208N/mm ²	NG	SC46(SC450)
		ローラー軸受け	発生荷重	2,340kN	>	許容荷重×2	2,241kN	NG	オイレスベアリング500SP
		ローラー軸	曲げ応力	492N/mm ²	>	許容曲げ応力度×2	357N/mm ²	NG	SUS27B(SUS304)
			せん断応力	227N/mm ²	>	許容せん断応力度×2	204N/mm ²	NG	SUS27B(SUS304)
	戸当たり金物	周辺コンクリート	支圧応力	5.15N/mm ²	<	圧縮強度	45N/mm ²	OK	
			せん断応力	1.06N/mm ²	<	押抜きせん断強度	1.2N/mm ²	OK	
		ローラーレール	ウェブせん断応力	12.6N/mm ²	<	許容せん断応力度×2	136N/mm ²	OK	SS41(SS400)
			ウェブ支圧応力	109N/mm ²	<	許容支圧応力度×2	352N/mm ²	OK	SS41(SS400)
			フランジ曲げ応力	91N/mm ²	<	許容曲げ応力度×2	235N/mm ²	OK	SS41(SS400)
		水密性	ゲート最大応答変位	8.4mm	<	レール幅	300mm	OK	

【事例 3-2】頭首工の耐震照査例

報文 「大雪頭首工の補修・補強工法について

(既設頭首工の耐震補強検討工法の報告)」皆川ら, 2015

大雪頭首工の補修・補強工法について — (既設頭首工の耐震補強工法検討の報告) —

旭川開発建設部 旭川農業事務所 第1工事課

○皆川 創
小野 隆司
佐竹 達也

石狩川上流部の愛別町に築造された大雪頭首工は、昭和46年の建設以来40年以上が経過し、凍害や流水による摩耗及び洗掘による顕著な老朽化が進行している。そのため、これまで実施した、機能診断結果及び耐震性能照査結果を踏まえ、当該頭首工の改修工法の検討を行った。本稿では、今後各地で検討が実施されるであろう、頭首工の耐震性能照査及び耐震補強工法の事例紹介を行うものである。

キーワード：耐震設計

1. はじめに

当麻永山用水地区（以下、「本地区」という）は、旭川市及び上川郡当麻町に位置し、水稻作を主体とした受益面積3,591haの農業地帯である。（図-1）



図-1 当麻永山用水地区位置図

本地区の基幹的農業水利施設である大雪頭首工は、国営当麻永山土地改良事業（昭和43年度～昭和54年度）により、一級河川石狩川水系石狩川に農業用取水施設として、昭和46年に上川郡愛別町に築造されてから40年以上が経過している。

大雪頭首工は、堤長268m、洪水吐2門（ローラーゲート H=3.04m L=29m）、土砂吐1門（ローラーゲート H=3.04m L=20m）を有するフィックスド型式の頭首工である。

近年、凍害などによるコンクリートの脆弱化に加え、エブロン（E-brown）の摩耗、護床工の不等沈下・流失、さらに、ゲート設備の不具合も確認されている。

このことから、国営かんがい排水事業として、大雪頭首工の補修工事を行うとともに、大規模地震動に対しても耐震性能を確保するための耐震補強工法を実施することにより、維持管理費の低減のほか、地震による施設被

害を未然に防止することを目的として、平成26年度より改修工事を実施している。

なお、本稿では、大雪頭首工一連の施設のうち、堰柱のレベル2地震動に対する耐震性能照査及び耐震補強工法について報告する。



写真-1 大雪頭首工全景

2. 大雪頭首工の諸元

(1) 耐震性能照査の基本

大雪頭首工の耐震性能照査は、『土地改良事業計画設計基準 設計「頭首工」』（以下『設計基準』という）に準拠して実施した。本施設は、農業用水専用施設であり、支配面積が5,000ha未満であることから、重要度区分A種の施設に該当する。重要度A種の頭首工が保持すべき耐震性能は、レベル1地震動に対して「健全性を損なわない」、レベル2地震動に対して「致命的な損傷を防止する」とされており、レベル2地震動が発生しても、施設は修復容易な状態でなければならないことを意味する。

(2) 堰柱構造の概要

本頭首工は、洪水吐ゲートとして鋼製ローラーゲート

2門、土砂吐ゲートとして同ゲート1門を有する全可動堰である。堰柱構造は、ゲートを引き上げた状態で支持する門柱部と、ゲート全閉時に水位を保持する堰柱部から成っており、門柱部は1本柱構造、堰柱部は、下流方向基部に向かって部材厚を増加させたテーパを有する構造となっている。



写真-2 P3堰柱

3-1. 耐震性能照査

(1) 堰柱のモデル化

a) モデル作成の基本方針

既設堰柱の耐震性能照査に当たり、堰柱構造の断面性能を忠実に再現するモデル化が重要であると考え、①下流方向基部に向かって部材厚を増加させたテーパ構造、②堰柱に作用するゲート・巻上機重量、管理橋反力などの作用荷重を適切に考慮する必要がある。そのため、解析モデルは①、②を踏まえて、構造物の骨組を構成する部材の結合点である節点と、部材の形状、質量等の要素を点として与えたフレームモデルによることとし、耐震性能を堰軸方向と流心方向の2方向について照査することから、3次元モデルを作成した。

また、底板は、N値50以上の強固な岩盤に支持されており、直接基礎構造としていることから、地盤は剛体要素としてモデル化した。

なお、導流壁は、施工目地により構造的に分離されているため、モデルに反映しないこととした。

b) フレームモデルの作成

作成するフレームモデル（節点構成）には、各要素に鉄筋コンクリート及び配置鉄筋を反映させた $M-\phi$ 特性を考慮することにより、大規模地震動加震時における部材の非線形性を反映させるものとし、この $M-\phi$ 特性は、全ての要素（部材）で見込むこととした。

これは、堰柱構造が堰柱部から門柱部で急激に断面性能が縮小し、どの要素から塑性化するかが不明なことから、全ての部材について、変形性能を確認できるように配慮するものである。

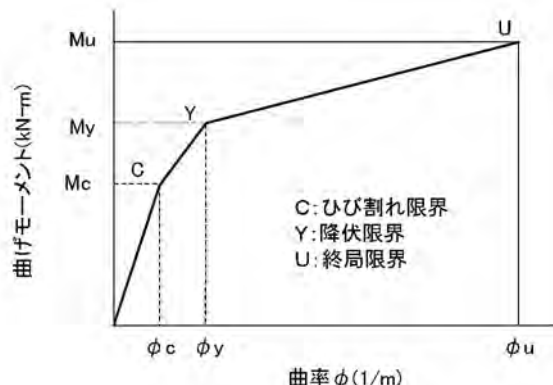


図-2 $M-\phi$ 特性（リニア型）の例

フレームモデルは、テーパ構造を反映するため、階段状のモデルとし、作用するゲート荷重は、開扉・閉扉の状態を考慮できるように質点として与え、開閉装置や上屋・管理橋反力等の荷重は、節点荷重として与えた。

下図は部材を縦断方向で断片化し、各要素の重心位置を節点として、その連続性を示したのが図-3、各要素に付随させている情報を図化したものが図-4である。

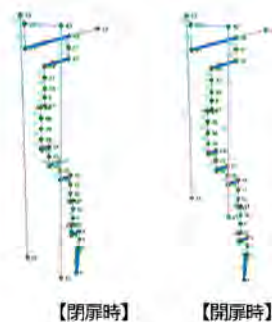


図-3 フレームモデル

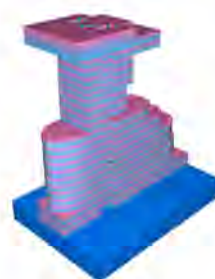


図-4 ソリッドモデル

3-2. 耐震性能照査方法の検討

(1) 耐震性能照査方法

『設計基準』によると、レベル2地震動に対する照査は、「地震時保有水平耐力法（静的解析）によることを基本とする」とされている。しかし、「堰柱の振動特性が複雑な場合は、地震時保有水平耐力法による照査の適用が困難」とされているため、本照査においてはまず、堰柱の振動特性を把握するために固有値解析を行うことにより、振動特性を把握し、その結果を基に解析方法を判断した。

(2) 固有値解析

固有値解析は、構造物の有する振動特性を把握するもので、変位が最大となり、単純な振動特性である1次振動モードが支配モードとなるのか、複雑な振動モードが支配モードとなるのかを判定するものである。

固有値解析では、固有振動数や刺激係数、有効質量比や振動モードが算出され、これらの特性値を基に、当該堰柱における支配モードを決定する。

固有値解析で算出された有効質量比は、各振動モードで、堰柱全体質量のうち何割の質量が構造物の変形に寄与しているかを示すもので、有効質量比が大きい振動モードが支配モードとなる。

本堰柱では、いづれの振動モードも有効質量比が小さく、単純な振動特性である1次振動モードが支配モードであるとは評価できないと判断されたため、本頭首工堰柱は、複雑な振動特性を有すると判断し、地震時保有水平耐力法による耐震性能照査の適用が難しい構造物であると判断した。

P3堰柱の固有値解析結果のうち、堰軸方向における有効質量比の比較的大きいモード図を示す。(図-5)

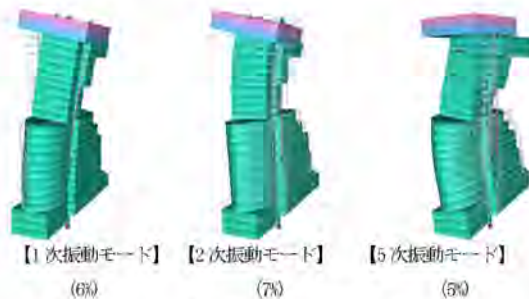


図-5 固有値解析結果によるモード図(有効質量比)

『設計基準』によると、「構造が複雑で固有値解析において1次振動モードが支配モードとならない場合は、動的解析による照査を行わなければならない」とされている。

このことを踏まえ、本頭首工では、動的解析による耐震性能照査を実施することとし、解析方法は、部材の非線形挙動を想定することができる非線形時刻歴応答解析を採用した。

なお動的解析には、非線形部材を等価線形部材にモデル化する等価線形化法もあるが、一般的ではないことから不採用としている。

(3) 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析とは、弾塑性域の堰柱の加速度、速度、変位、断面力などの時々刻々の応答を算出する方法で、微小の時間間隔(一般に1/100秒)に離散化した地震動データを用いて運動方程式を微小時間間隔ごとに数値的に積分する逐次積分法である。

本照査に用いた入力地震動は、『設計基準』に掲載されている地震波形として、タイプⅠ、タイプⅡでそれぞれ、表-1・図-6-1・図-6-2に示す地震動、加速度波形を使用した。

表-1 動的解析に用いる地震動

地震波	地震種別	地震名	規模(M)	記録箇所
タイプⅠ	1種地震	1978年宮城県沖地震	7.4	東北橋岡川地震(LG)
		1978年岩手県沖地震	7.4	東北橋岡川地震(TR)
		1993年宮城県沖地震	7.8	七峰橋岡川地震(LG)
タイプⅡ	1種地震	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸湾岸気象台地震(N-S)
		"	7.2	神戸湾岸気象台地震(E-W)
		"	7.2	神戸湾岸気象台地震(N-S)

※) タイプⅠ：プレート境界型地震、タイプⅡ：内陸直下型地震

※) 1種地震：良好な洪積地盤及び岩盤

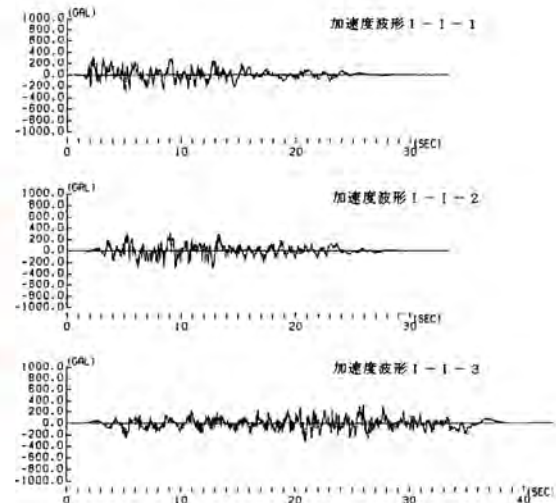


図6-1 動的解析に用いる地震波形に用いる地震波形
【タイプⅠ地震】

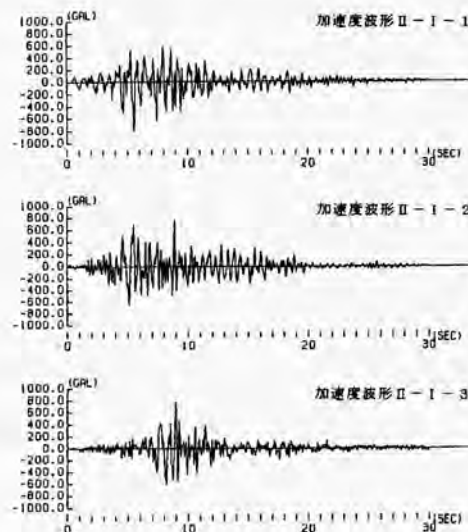


図6-2 動的解析に用いる地震波形に用いる地震波形
【タイプⅡ地震】

3-3. 耐震性能照査結果

動的解析の照査項目は、曲げ、せん断、変位とし、下記基準で照査を行った。

①曲げに対する照査

各部材の応答曲率 ϕ_r が許容曲率 ϕ_a 以下となることを照査する。

②せん断に対する照査

各部材の応答せん断力 S_r が、せん断耐力 S 以下となることを照査する。

③変位に対する照査

堰柱の残留変位 δ_r が許容残留変位 δ_a 以下となることを照査する。

動的解析の検討は、各堰柱の流心方向・堰軸方向について、ゲート開扉・閉扉状態を組み合わせることで安全性の照査を行った。

計算結果は、表-2に示すとおりで、P2堰柱を除く堰柱において堰軸方向・タイプII（内陸直下型地震）地震動のケースでせん断耐力が不足することが判明した。

（P1、P4堰柱は土圧が作用する。P2堰柱は土砂吐ゲート+洪水吐ゲートを吊り下げているため、洪水吐ゲート2門のP3堰柱より荷重が小さい。）

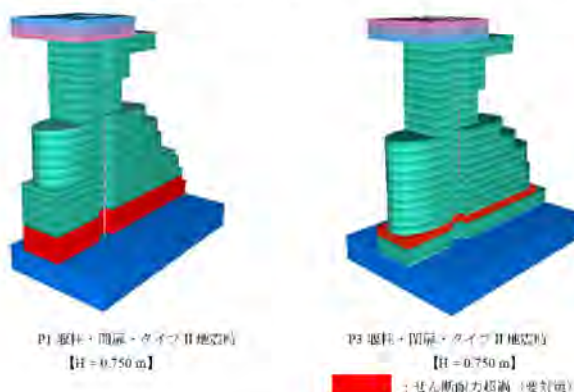
表-2 動的解析結果

照査方向	ゲート	地震動	照査項目	P1堰柱	P2堰柱	P3堰柱	P4堰柱
堰軸方向	開扉	タイプI	応答曲率	OK	OK	OK	OK
			せん断耐力	OK	OK	OK	OK
			残留変位	OK	OK	OK	OK
		タイプII	応答曲率	OK	OK	OK	OK
			せん断耐力	NG	OK	NG	NG
			残留変位	OK	OK	OK	OK
	閉扉	タイプI	応答曲率	OK	OK	OK	OK
			せん断耐力	OK	OK	OK	OK
			残留変位	OK	OK	OK	OK
		タイプII	応答曲率	OK	OK	OK	OK
			せん断耐力	NG	OK	NG	NG
			残留変位	OK	OK	OK	OK

※1 解析の結果、曲げ部材が破損しなかったため、残留変位は発生しない。

※2 流心方向については、全堰柱・全扉状態で安全性が確認された。

各堰柱におけるせん断耐力不足箇所は、いずれも堰柱基部であることが判明した。図-7に端部堰柱であるP1堰柱、中間堰柱であるP3堰柱におけるせん断耐力不足箇所（赤色着色部）を示す。



4. 耐震補強工法の検討

前述の耐震性能照査の結果を基に、せん断耐力が不足する箇所に対する補強工法の検討を行った。

補強工法は、既に技術的な蓄積のある道路橋の耐震補強工法を参考とするほか、近年、施工実績が増加している水門工事などを参考に検討を行った。

本堰柱は、せん断補強を目的とすること、堰柱基部といった流水部で土砂礫や転石・玉石に対する耐衝撃性を有する工法が望ましいことなどを踏まえ、下記の3工法を抽出し、比較検討を行った。

表-3 耐震補強工法の検討

	①鋼板巻立工法	②鉄筋巻立工法	③鋼筋コンクリート巻立工法
概要図			
工事概要	鋼板を堰柱に巻き立て、その間にコンクリートを充填する。鋼板の厚さは、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋を堰柱に巻き立て、その間にコンクリートを充填する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋を堰柱に巻き立て、その間にコンクリートを充填する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。
構造特性	鋼板の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼板の厚さは、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋コンクリートの巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。
留意事項	鋼板の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼板の厚さは、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋コンクリートの巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。
施工性	鋼板の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼板の厚さは、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋コンクリートの巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。
経済性	鋼板の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼板の厚さは、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋コンクリートの巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。
適用性	鋼板の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼板の厚さは、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋の巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。	鋼筋コンクリートの巻き立てにより、堰柱のせん断耐力が向上する。鋼筋の径は、せん断耐力の不足分を補うように決定する。
評価	○	△	○

比較検討の結果、P3堰柱は、施工性から鋼板巻立工法を採用し、河岸側に位置するP1・P4堰柱については、背面土砂の影響により鋼板巻立てが不可となるため、鉄筋挿入工法を採用した。

5. まとめ

大雪頭首工については、地区調査の段階で、中間堰柱（P3堰柱）について地震時保有水平耐力法（静的解析）による耐震性能照査を実施しており、堰柱基部のほか門柱基部においても耐震性能が不足する結果となっていた。

本照査では、堰柱のモデル化を現況施設に合わせた形で忠実にを行うとともに、複雑な振動特性を再現するために、「動的解析」による照査を行ったことにより、耐震補強箇所が堰柱基部のみで良いことが判明した。

この結果、補強箇所が減り、補強工事にかかるコスト削減が図られたことから、耐震検討に当たっては、構造物の忠実なモデル化と振動特性の適切な把握が重要であると判断される。

参考文献

1) 農林水産省「土地改良事業計画設計基準 設計「頭首工」

6.2 [資料]既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針

既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針

〔令和元年12月12日〕
既存ダムの洪水調節機能強化に向けた検討会議

ダムによる洪水調節は、下流の全川にわたって水位を低下させ、堤防の決壊リスクを低減するとともに、内水被害や支川のバックウォーターの影響を軽減するものであり、有効な治水対策として位置付けられる。

現在稼働しているダムは1460箇所、約180億 m^3 の有効貯水容量を有するが、水力発電、農業用水等の多目的で整備されていることから、洪水調節のための貯水容量は約3割(約54億 m^3)にとどまっている。

先般の台風第19号等を踏まえ、水害の激甚化、治水対策の緊要性、ダム整備の地理的な制約等を勘案し、緊急時において既存ダムの有効貯水容量を洪水調節に最大限活用できるよう、関係省庁の密接な連携の下、速やかに必要な措置を講じることとし、既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本的な方針として、本基本方針を定める。

本基本方針に基づき、全ての既存ダムを対象に検証しつつ、以下の施策について早急に検討を行い、国管理の一級水系(ダムが存する98水系。以下同じ。)について、令和2年の出水期から新たな運用を開始するとともに、都道府県管理の二級水系についても、令和2年度より一級水系の取組を都道府県に展開し、緊要性等に応じて順次実行していくこととする。

(1) 治水協定の締結

河川管理者である国土交通省(地方整備局等)と全てのダム管理者及び関係利水者(ダムに権利を有する者を言う。以下同じ。)との間において、水系毎の協議の場を設け、ダム管理者及び関係利水者の理解を得て、以下の内容を含む治水協定について、令和2年5月までに、一級水系を対象に、水系毎に締結する。国土交通省(地方整備局等)は、本治水協定に基づき、ダム管理者と連携して、水系毎にダムの統一的な運用を図る。

二級水系についても、国と地方の協議等を通じて、順次、水系毎の治水協定の締結を推進する。

洪水調節に利用可能な利水容量や貯水位運用等については、ダム構造、ダム管理者の体制、関係土地改良区への影響等の水利用の状況等を考慮する。

<治水協定の主な内容>

○洪水調節機能強化の基本方針

- ・水害発生が予想される際における洪水調節容量と洪水調節に利用可能な利水容量(洪水調節可能容量)

- ・時期ごとの貯水位運用の考え方
- 事前放流の実施方針
 - ・事前放流の実施判断の条件(降雨量等)
 - ・事前放流の量(水位低下量)の考え方
- 緊急時の連絡体制
 - ・河川管理者、ダム管理者、関係利水者及び関係地方公共団体の間で、洪水中にも即時・直接に連絡を取れる体制の構築
- 情報共有のあり方
 - ・河川管理者、ダム管理者、関係利水者及び関係地方公共団体の間で、共有する情報(降雨予測、ダムの水位・流入量・放流量、下流河川の水位、避難に係る発令状況等)及びその共有方法
- 事前放流等により深刻な水不足が生じないようにするための措置がある場合にはその内容(水系内での弾力的な水の融通方法等)
- 洪水調節機能の強化のための施設改良が必要な場合の対応

(2) 河川管理者とダム管理者との間の情報網の整備

上記の治水協定に基づき、緊急時対応に必要となる各ダムの水位や流入量・放流量などの防災情報等のリアルタイムデータを河川管理者である国土交通省(地方整備局等)に集約し、適宜関係者間で共有して、(3)の事前放流等に関するガイドラインと新たな操作规程が実効的に運用できるよう、情報網を整備する。

(3) 事前放流等に関するガイドラインの整備と操作规程等への反映

国土交通省において、事前放流の実施にあたっての基本的事項を定める事前放流等に関するガイドラインを、令和2年4月までに策定する。

本ガイドラインに従い、各ダムの施設能力や情報共有状況等に応じて、速やかに、事前放流の操作方法等を全ての既存ダムの操作规程等に反映する。施設能力の向上に資する施設改良等を行う場合には、これに応じて、操作规程等を見直す。また、操作规程等の内容については、必要に応じて、下流関係者への事前説明を行う。

<ガイドラインの主な内容>

- 基準等の設定方法
 - ・事前放流の開始基準
 - ・事前放流による水位低下量
 - ・事前放流時の最大放流量
 - ・事前放流の中断基準
- 事前放流後に水位が回復しなかった場合の対応
- 適切に事前放流操作を行うためのダム管理体制の確保
- 施設改良が必要な場合の対応

(4) 工程表の作成

既存ダムの利水容量の洪水調節への最大限の活用を可能とするため、令和2年6月までに、ソフト対策及びハード対策を有効に組み合わせた工程表を、一級水系を対象に、水系毎に作成する。本工程表に基づき、必要な措置を講じる。

二級水系についても、国と地方の協議等を通じて、順次、水系毎の工程表の作成を推進する。

(5) 予測精度向上等に向けた技術・システム開発

全ての既存ダムを最大限活用して有効な洪水調節が可能となるよう、ダム周辺の気象予測と配信される降雨予測等を利用した水系全体における長時間先のダム流入量及び下流河川の水位状況等の予測の精度向上等に向けて、技術・システム開発を行う。

また、気象予報に係る技術開発体制の強化・システム高度化等を図り、上記のダム流入量及び下流河川の水位状況等の予測の精度向上に不可欠となる気象予測の持続的な精度向上等に向けた取組を進める。