

第 6 章 参考資料

6.1 付帯施設の耐震性能照査事例

『農業用ダム付帯設備耐震性能照査マニュアル』で対象とする主な付帯設備及び他工種の類似構造物について、レベル 2 地震動に対する耐震照査の具体事例を示す。

- 6.1.1 独立塔型取水設備(取水塔)の耐震性能照査事例
- 6.1.2 洪水吐ゲートの耐震性能照査事例
- 6.1.3 他工種等の耐震性能照査事例

6.1.1 独立塔型取水設備(取水塔)の耐震性能照査事例

レベル2 地震動に対する独立塔型取水設備(取水塔)の耐震照査事例を示す。

【事例 1-1】鋼製取水塔の照査例(1)

【事例 1-2】鋼製取水塔の照査例(2)

【事例 1-3】鉄筋コンクリート製取水塔の照査例

【事例 1-1】鋼製取水塔の照査例(1)

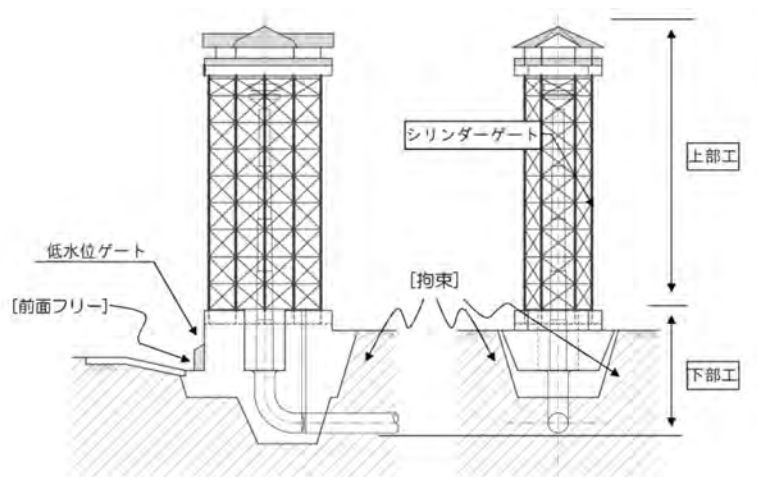
1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.1.1-1 施設諸元

型式	鋼製六角形トラス型(X トラス)独立取水塔
取水方式	選択取水方式
全高	H=36.5m
取水ゲート	鋼製 5 段式シリンダーゲート
ゲート径	φ 1,700mm～2,500mm
最大取水量	7.934m ³ /s
取水範囲	EL. 302.0～267.0m
基礎形式	直接基礎 (CM～CH 級岩盤)

< 構造概要 >



< 全景写真 >



2. 照査基準の設定

本検討においては、他地区同構造のダム取水塔の耐震性能照査事例を参考に、限界状態を設定し、照査することとした。

- ・レベル2地震動に対しては、早期に損傷の修復が可能となるように、次表に示す「損傷を限定的に留めるための限界状態」を設定。
- ・鋼構造においては、主たる部材の圧縮応力度が座屈強度を超えないことを照査する。
- ・変形については、主たる部材の引張ひずみが許容ひずみ内に収まるとともに、層間変位角が許容される範囲に収まることを照査する。
- ・許容される層間変形角の値は、これによりシリンダーゲートの動作に支障を来さない状態に留める範囲内で設定するものとする。本検討では、建築基準法施行令の規定（第82条の2：層間変形角）を参考とし、 $R=1/200$ と設定する（『鋼構造物計画設計技術指針』を参照）。

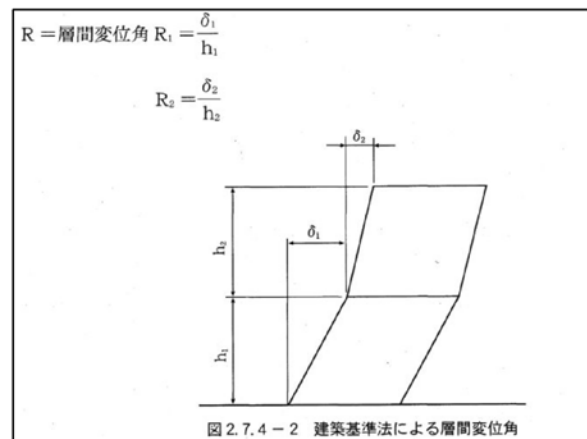


図 6.1.1.1-1 取水塔上部工（鋼構造）の層間変位角 R_i の求め方

表 6.1.1.1-2 取水塔（重要度 [AA 種]）の耐震性能の設定（案）

構成要素		評価基準			要求される耐震性能	備 考
		項 目	評価基準	照査方法		
上部工（鋼構造）	塔柱	応力	引張応力度	降伏応力 σ_y	限定された 損傷にとどめる	
			圧縮応力度	座屈強度 σ_y		
		ひずみ	引 張	許容ひずみ ε_a		
	水平材		圧 縮	許容ひずみ ε'_a		
		応力	引張応力度	降伏応力 σ_y		
			圧縮応力度	座屈強度 σ_y		
下部工（Co構造）	シリンダーゲート	応力	引張応力度	降伏応力 σ_y	σ_{ok} : コンクリートの基準強度 21 N/mm ² 上部工の変形によりゲートの 操作に支障をきたさない	
			圧縮応力度	座屈強度 σ_y		
			支圧応力	支圧応力 σ'_{ca}		
		変位	相 対 変 位	層間変位 δ		

※他地区同構造のダム取水塔（鋼製六角形トラス型）の耐震性能照査業務を参考

3. 解析に用いるレベル2地震動

解析に用いる想定地震波は、ダム堤体の解析に用いた地震波を用いる。

なお、解析については、入力地震動を橋軸方向に入力するケース【Case1】及び橋軸直交方向に入力する【Case2】について検討する。

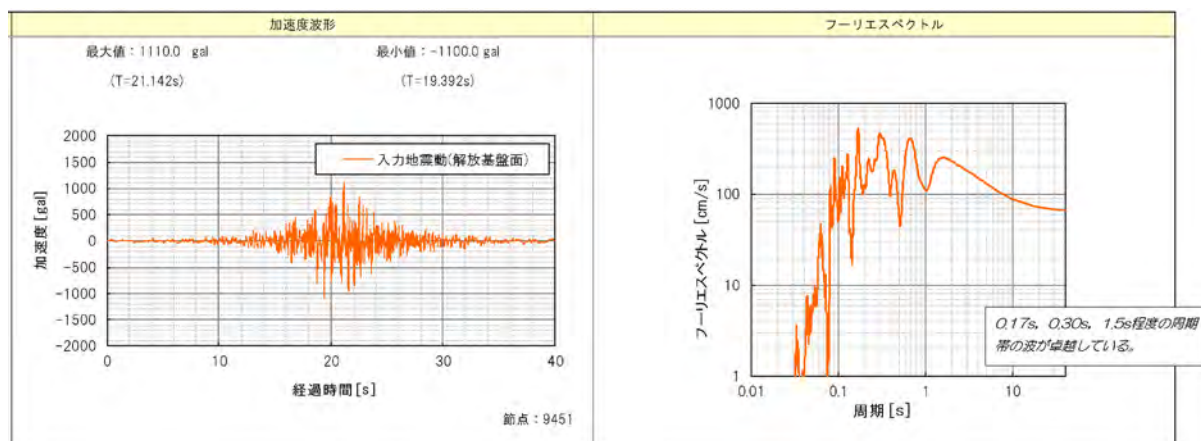


図 6.1.1.1-2 入力地震波の設定

4. 解析モデルの作成

(1) 解析モデル

上部工は6角形トラス型の複雑な構造であり、解析モデルは実態に即した合理的なモデルとする必要がある。このため、本業務では3次元フレーム（骨組）モデルとした。

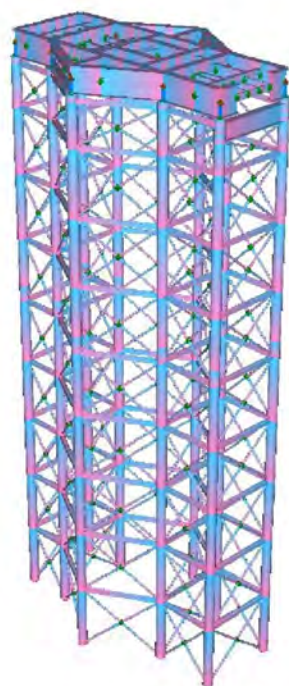
解析における節点条件は、現行の指針「鋼構造物計画設計技術指針（ダム取水・放流設備）改訂版 P.153」に、「解析上の構造系は全節点剛結を基本とするが、水平材の鉛直内面及び斜材については実態構造に合わせた節点条件とする」と記載されている。

比較的近年に建設されたAダム取水塔の完成図書に記載は確認できなかったが、設計年次の古いBダム取水塔の設計計算書には「立体ラーメン骨組構造」と記載されている。

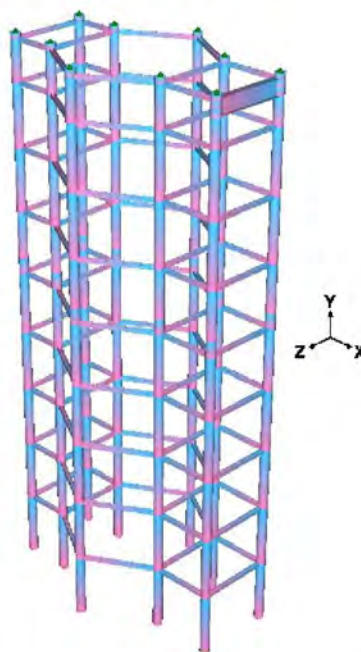
従って、取水塔は共に現行の指針と同様に検討されたと想定されることから、本解析では下表に示す節点条件を与える方針とした。

表 6.1.1.1-3 解析上の構造系設定方針

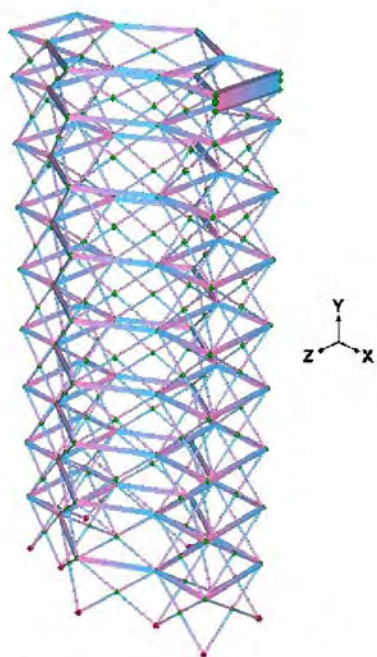
主構造	構造系	設定根拠	備考
塔柱	剛結	全強溶接(断面性能に見合った強度溶接)のため	
水平材	剛結	形状を保持するためラーメン構造とする	
斜材	剛結	設計思想に準じ剛結を基本とする。	
管理橋	考慮しない	基本的に地山の拘束を受けない構造とするため	支点反力のみ考慮



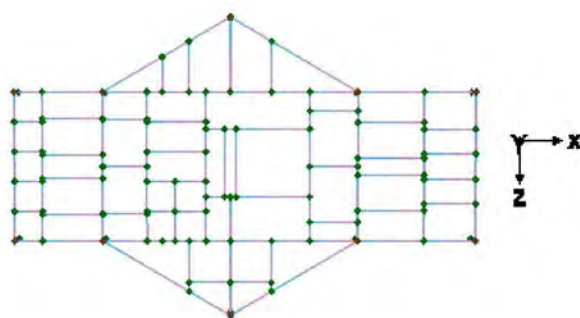
(モデル全体図)



(塔柱と水平桁を抽出し表示)



(斜材と水平桁を抽出し表示)



(塔上梁を抽出し表示)

図 6.1.1.1-3 解析モデル図

(2) 固有値解析

1) 概要

レベル2 地震動に対する耐震解析は、「静的解析」及び「動的解析」に大別され、『土地改良事業設計指針「耐震設計」』において、動的解析の適応性について以下のように記載されている。

5.6 動的解析法

動的解析法とは、地震時における構造物の動的な挙動を、動力学的に解析して設計する耐震計算法である。本指針では、エネルギー一定則の適用が限定される場合や振動特性が複数のモードに支配される場合等、振動特性が複雑な構造物に適用するものとする。

動的解析法は、静的解析法に比べて実際の現象に近い挙動を再現でき、いろいろな構造物や地盤に適用できる。しかし、モデル化や入力地震動の設定によって解析結果が大きく変化するので、目的に合った解析法を適用することが必要である。

取水塔は塔状のスレンダーな構造物であることから、地震時にはその振動特性が複雑となることが想定される。このため、耐震解析に先立ち固有値解析を実施し、振動モードを分析し、解析方法の適用性を評価した。

固有値解析により高次モードが卓越する場合には「動的解析」を適用する。

固有値解析は、作成したモデルに、荷重（自重、積載物重量、付加重量）を入力した上で実施した。

2) 固有値解析結果

固有値解析結果は以下に示すとおりであり、複数のモードが卓越する結果を示したことから、動的解析を行いレベル2 地震動に対する取水塔の耐震性能照査を実施することとした。

表 6.1.1.1-4 固有値解析結果一覧
(A ダム取水塔)

モード 次数	振動数f (Hz)	固有周期T (s)	有効質量比			モード 減衰定数
			X(%)	Y(%)	Z(%)	
1	1.503	0.665	0	0	70	0.02999
2	2.082	0.480	75	0	0	0.02998
3	2.601	0.385	0	0	0	0.02983
4	5.014	0.199	0	0	0	0.02948
5	5.074	0.197	0	0	0	0.02964
6	5.401	0.185	0	0	18	0.02991
7	5.869	0.170	0	0	2	0.02964
8	6.614	0.151	0	0	0	0.02903
9	6.630	0.151	17	0	0	0.02994

※X軸：管理橋方向，Z軸：橋軸直交方向，Y軸：鉛直方向

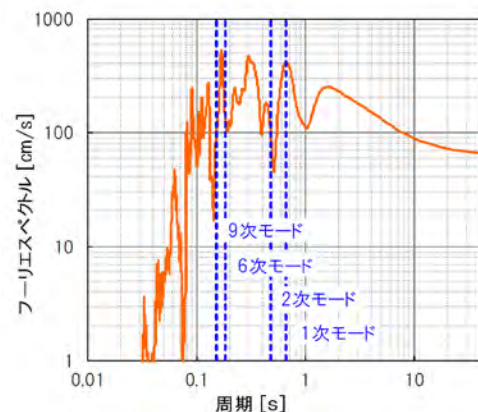


図 6.1.1.1-4 卓越周期と固有周期の関係

5. 地震応答解析の条件

(1) 解析方針

以下に示す固有値解析結果①②より、取水塔の耐震解析は【動的解析】を採用する方針とした。

- ① 構造物の形状が複雑であること
- ② 振動特性が複数のモードに支配され、複雑な振動特性を有する構造物であると判断されること

また、本耐震解析の目的はレベル2地震動時(常時満水位時)に緊急放流が実施できるかを解析により確認することが主目的である。このため、動的解析では線形動的解析により部材の降伏強度を超過するかどうか(部材が地震時に発生する応力に対し、耐え得るものか)を照査することとし、降伏点の超過がみられた場合は塑性化を考慮した非線形解析を行い、塔体の層間変位を確認することにより、シリンダーゲートの作動の可否を判断することとした。

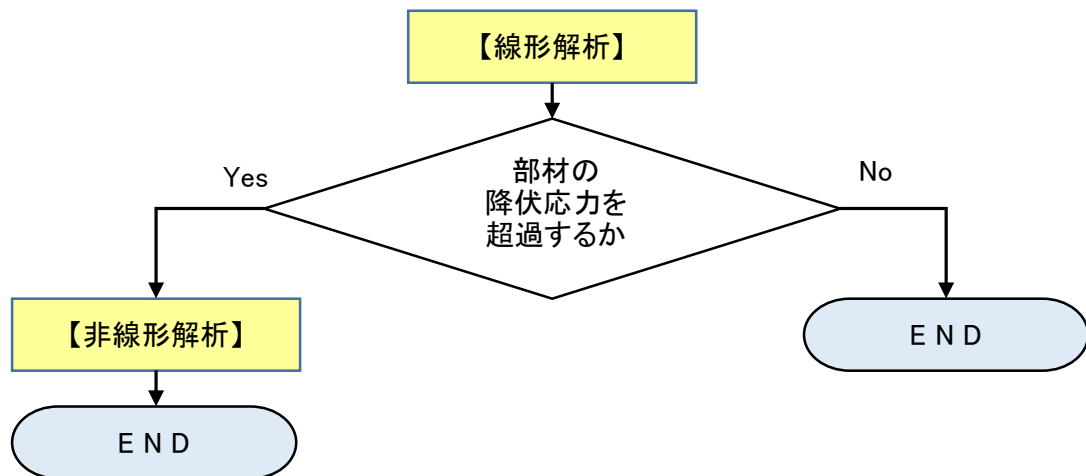


図 6.1.1.1-5 解析フローチャート

(2) 構成部材について

取水塔を構成する主な部材の使用材料を下表に示す。

表 6.1.1.1-5 主要部材の材料

部 材	規 格	材 料
塔柱（上部）	φ609.6×t 9.5	SUS304
塔柱（下部）	φ609.6×t 17.5	SUS304
水平桁	H250×250×9/14	SUS304
斜材	φ139.8×t 9.5	SUS304
管理橋受桁	H1000×500×36×36	SUS304
下部工	鉄筋コンクリート $f'_c = 21\text{N/mm}^2$	SD295A

(3) 許容応力度の設定

各部材の限界状態は、上部工は鋼材の材料強度に継手効率を乗じた値とした。

A ダム取水塔においては、塔体の設計計算において溶接効率を 0.8 としている。このため、継手効率を 0.8 とした。

表 6.1.1.1-6 照査基準の設定

名称	材質	寸法	基準強度 σ_y (N/mm ²)	溶接 効率 (-)	照査基準 (N/mm ²)
塔柱(上部)	SUS304	$\phi 609.6 \times 17.5$	205	0.8	164
塔柱(下部)	SUS304	$\phi 609.6 \times 9.5$	205	0.8	164
水平桁	SUS304	H250 $\times$ 250 $\times$ 9/14	205	0.8	164
斜材	SUS304	D139.8 $\times$ 9.5	205	0.8	164
管理橋受桁	SUS304	H1000 $\times$ 500 $\times$ 36 $\times$ 36	205	0.8	164

合成応力度に対する許容応力度については、10%割り増しする。

曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断応力を同時に受ける場合や垂直応力が互いに直交する応力状態の場合は、式(3.1.8-2)および式(3.1.8-3)により合成応力度を計算し、許容応力度以内となるよう設計する。 ① 曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断応力を受ける場合 $\sigma_{R1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (3.1.8-2)$ ② 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合 $\sigma_{R2} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (3.1.8-3)$ ここに、σ_{R1}、σ_{R2}：合成応力度 (N/mm²) σ_1：曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力度 (引張を正とする) (N/mm²) σ_2：σ_1に直角な方向の垂直応力度 (引張を正とする) (N/mm²) τ：曲げおよびねじりによるせん断応力度 (N/mm²) σ_a：表3.1.8-1、表3.1.8-2に規定する許容軸方向引張応力度 (N/mm²) 二軸方向の合成応力度に対する許容応力度は、許容軸方向引張応力度の1.1倍とする。 ただし、放流管管胴の局部曲げ応力度を加算した場合は、同軸および二軸方向の許容応力度を1.35倍まで割増しすることができる。
--

出典：ダム・堰施設設計基準 p94

表 6.1.1.1-7 各部材の許容応力度

名称	材質	寸法	基準強度 σ_y (N/mm ²)	照査基準 σ_a (N/mm ²)	許容値 1.1 σ_a (N/mm ²)
塔柱(上部)	SUS304	$\phi 609.6 \times 17.5$	205	164	180.4
塔柱(下部)	SUS304	$\phi 609.6 \times 9.5$	205	164	180.4
水平桁	SUS304	H250 $\times$ 250 $\times$ 9/14	205	164	180.4
斜材	SUS304	D139.8 $\times$ 9.5	205	164	180.4
管理橋受桁	SUS304	H1000 $\times$ 500 $\times$ 36 $\times$ 36	205	164	180.4

(4) 許容ひずみの設定

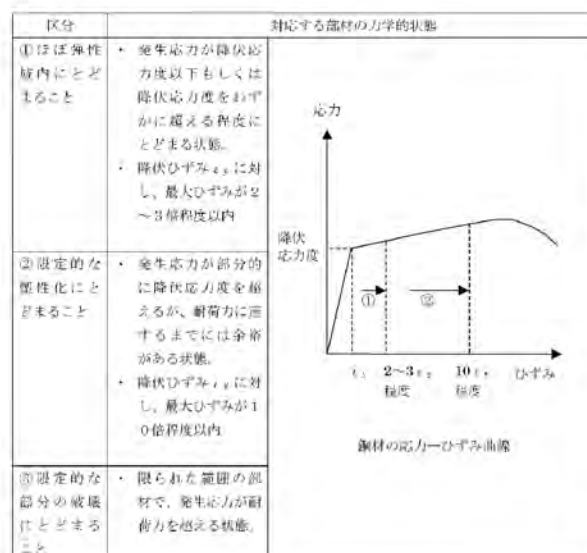
塔体のひずみの照査は、【国総研資料 No. 244】を参考に、降伏ひずみの3倍（応答塑性率=3.0）と設定した。

対象部位	限界状態	照査基準
塔体	力学的特性がほぼ弾性域を超えない状態	発生ひずみ≦降伏ひずみの3倍

ゲート等の照査においては、各構成部材の重要度等に応じてそれぞれ許容できる塑性化の程度を設定することとしており、主要構造部材では主として応力—ひずみ関係で示される部材の力学的特性が「ほぼ弾性域内にとどまること」、また補助構造部材では多少の塑性化が生じて「限定的な塑性化にとどまること」を確認する必要がある。

このとき、一部部材の塑性化による非線形挙動を考慮した非線形動的解析により算定される各部材の応答値（最大発生応力）に対し、具体的に上記の条件が満足されているかを判断するには、部材の応力度が降伏点に達するときのひずみ（降伏ひずみ）と部材の塑性化による非線形挙動を考慮した非線形動的解析結果から得られる部材の最大ひずみの比（塑性率）を指標とし、ゲート部材同様の鋼材（H型钢）についての既往の調査研究事例等^{23）}を参考に、表—1.17.1 に示す値をおおよその目安とすることが考えられる。

表—1.17.1 鋼部材に許容される限界の状態とその具体的な範囲の目安



出典：国総研資料No244 pp87-88

表 6.1.1.1-8 各部材の許容ひずみ

名称	材質	寸法	弾性係数 ① E (N/mm ²)	基準強度 ② σ_y (N/mm ²)	降伏ひずみ ③ ϵ_y (μ)	許容値 $3.0 \epsilon_y$ (μ)
塔柱(上部)	SUS304	$\phi 609.6 \times 17.5$	193,000	205	1062	3187
塔柱(下部)	SUS304	$\phi 609.6 \times 9.5$	193,000	205	1062	3187
水平桁	SUS304	H250 $\times$ 250 $\times$ 9/14	193,000	205	1062	3187
斜材	SUS304	D139.8 $\times$ 9.5	193,000	205	1062	3187
管理橋受桁	SUS304	H1000 $\times$ 500 $\times$ 36 $\times$ 36	193,000	205	1062	3187

(5) 下部工の照査

完成図書より、A ダム取水塔の下部工のコンクリート圧縮強度は $f'_c=21 \text{ N/mm}^2$ であることから、動的解析による各主柱の基礎反力から最大の押し込み力と水平力を抽出し、圧縮強度を超過するかを照査する。

なお、A ダム取水塔の基礎形状より、基礎支点の設定は以下のとおりとした。

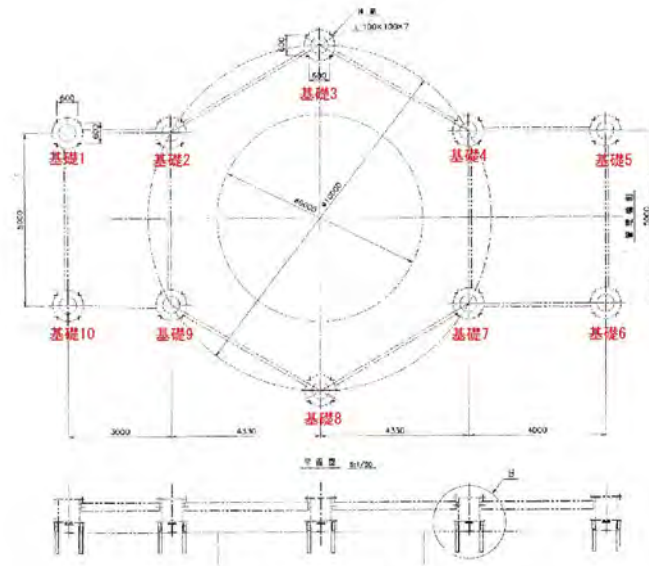


図 6.1.1.1-6 基礎支点の設定

6. 線形解析結果

橋軸方向及び橋軸直交方向における線形解析の結果、いずれのケースにおいても部材の塑性化が複数みられた。また、橋軸直交方向では、許容塑性率を超過する部材もみられた。

部材の降伏点超過がみられたため、塑性域を考慮した非線形解析を行うこととした。以下に各ケースの解析結果（概要）を示す。

【Case1 橋軸方向】

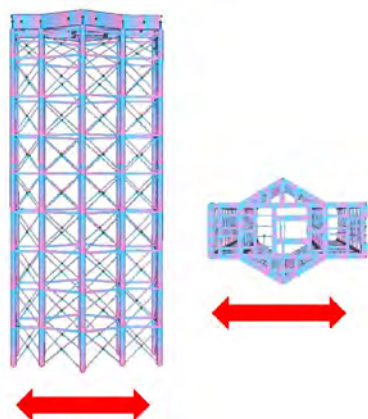


図 6.1.1.1-7 地震動の入力方向

表 6.1.1.1-9 部材の照査結果概要（橋軸方向）

部材	要素	材質	合成応力度 σ_{eq} (N/mm^2)	許容値 $1.1\sigma_a$ (N/mm^2)	状態	ϵ (μ)	ϵ_y (μ)	応答塑性率 ϵ/ϵ_y (μ)	許容 塑性率 (μ)	照査
主柱	t113	SUS304	210.4	180.4	塑性化	1091	1062	1.0	3.0	OK
主柱	t213	SUS304	117.6	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t313	SUS304	118.0	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t413	SUS304	134.2	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t513	SUS304	240.3	180.4	塑性化	1261	1062	1.2	3.0	OK
主柱	t613	SUS304	240.8	180.4	塑性化	1264	1062	1.2	3.0	OK
主柱	t713	SUS304	134.7	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t813	SUS304	118.7	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t913	SUS304	117.5	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t1013	SUS304	210.2	180.4	塑性化	1090	1062	1.0	3.0	OK
水平材	h909	SUS304	126.2	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
斜材	s919	SUS304	260.2	180.4	塑性化	1387	1062	1.3	3.0	OK

※許容値についてはダム・堰施設技術基準 P94 より 1.1 倍に補正した
※許容塑性率は降伏ひずみの 3 倍とした

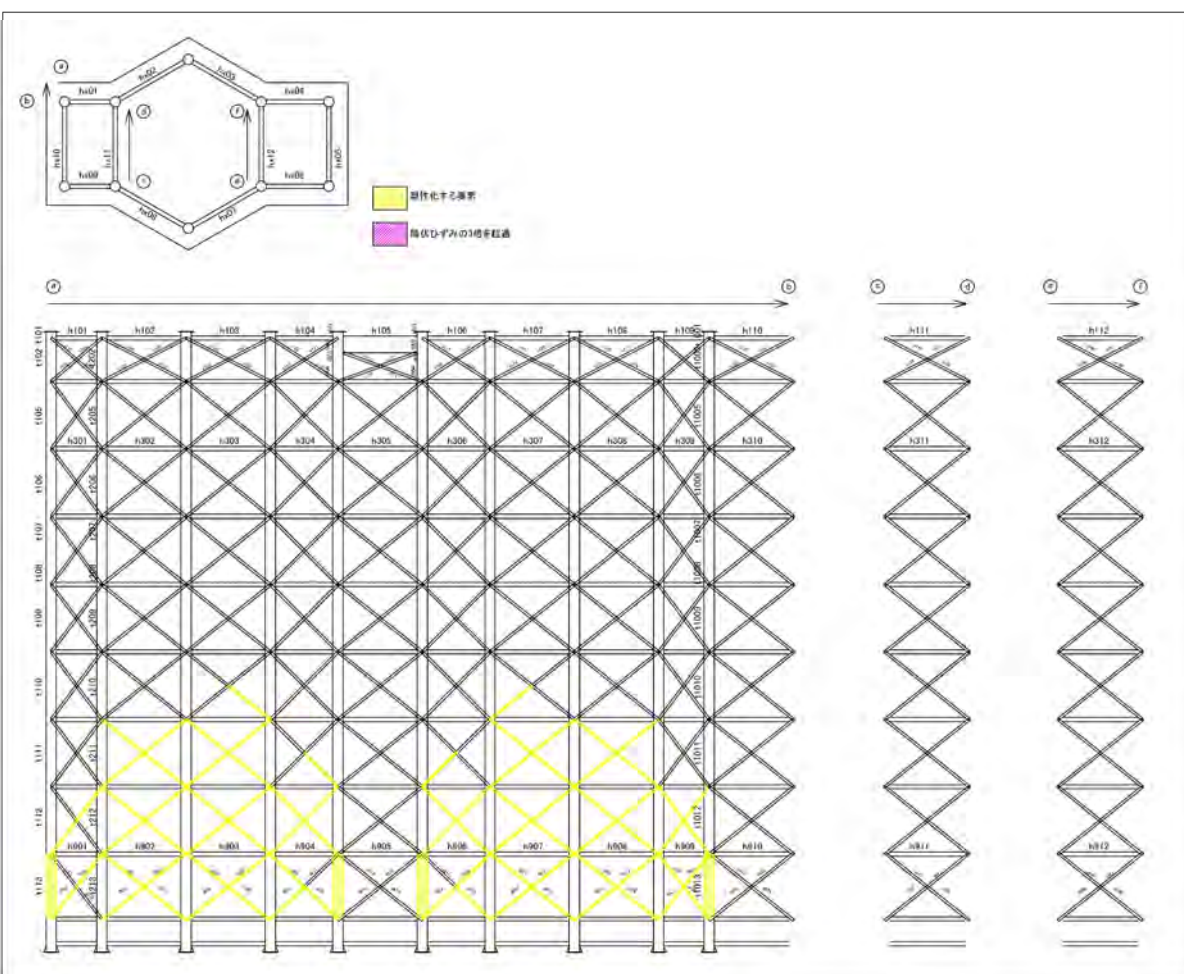


図 6.1.1.1-8 塑性化の状況

【Case2 橋軸直交方向】

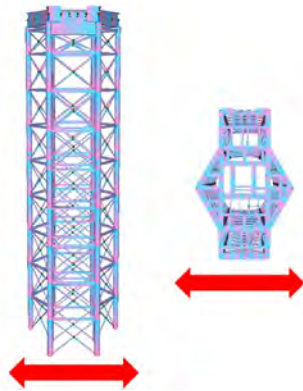


表 6.1.1.1-10 部材の照査結果概要（橋軸直交方向）

部材	要素	材質	合成応力度 σ_{eq} (N/mm ²)	許容値 $1.1\sigma_a$ (N/mm ²)	状態	ε (μ)	ε_y (-)	応答塑性率 $\varepsilon/\varepsilon_y$ (-)	許容 塑性率 (-)	照査
主柱	t113	SUS304	417.7	180.4	塑性化	2736	1062	2.6	3.0	OK
主柱	t213	SUS304	392.3	180.4	塑性化	2475	1062	2.3	3.0	OK
主柱	t313	SUS304	668.7	180.4	塑性化	6182	1062	5.8	3.0	NG
主柱	t413	SUS304	427.1	180.4	塑性化	2836	1062	2.7	3.0	OK
主柱	t513	SUS304	491.4	180.4	塑性化	3582	1062	3.4	3.0	NG
主柱	t613	SUS304	491.5	180.4	塑性化	3584	1062	3.4	3.0	NG
主柱	t713	SUS304	437.0	180.4	塑性化	2945	1062	2.8	3.0	OK
主柱	t813	SUS304	668.5	180.4	塑性化	6179	1062	5.8	3.0	NG
主柱	t913	SUS304	392.9	180.4	塑性化	2482	1062	2.3	3.0	OK
主柱	t1013	SUS304	415.6	180.4	塑性化	2714	1062	2.6	3.0	OK
水平材	h912	SUS304	164.8	180.4	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
斜材	s848	SUS304	530.9	180.4	塑性化	4093	1062	3.9	3.0	NG

※許容値についてはダム・堰施設技術基準 P94 より 1.1 倍に補正した
※許容塑性率は降伏ひずみの 3 倍とした

図 6.1.1.1-9 地震動の入力方向



図 6.1.1.1-10 塑性化の状況

7. 非線形解析結果

(1) 解析モデル・条件

非線形解析にはファイバーモデルを用いる。

ファイバー要素は部材断面をメッシュ分割し、各セルに対して材料の応力-ひずみの関係（バイリニアモデル）を与えるものであり、部材の非線形性を適切に評価するために、要素長さを断面の有効高の0.5倍～2.0倍程度とした。

非線形解析の解析モデル及び条件を以下に示す。

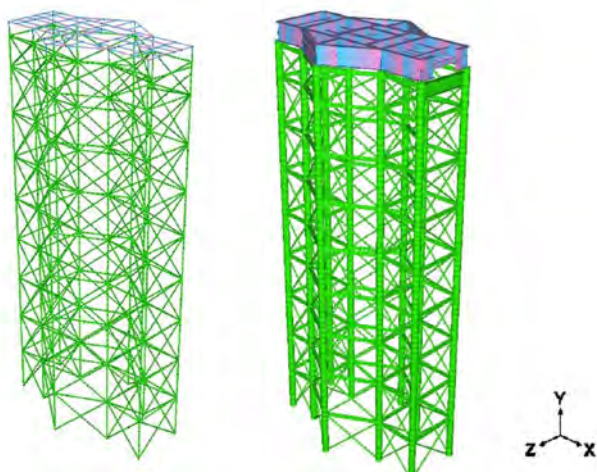


図 6.1.1.1-11 架構モデル、基部固定端（左図）

図 6.1.1.1-12 架構モデルをソリッド表示（右図）

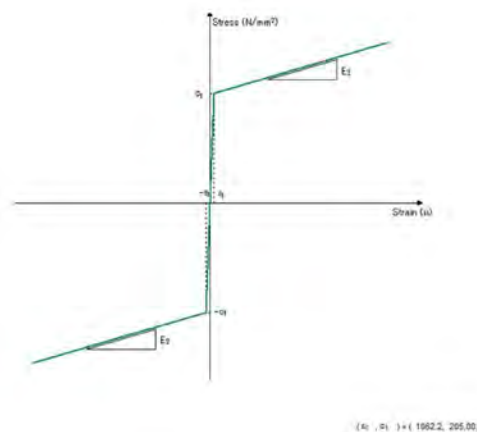


図 6.1.1.1-13 主塔の材料の応力-ひずみの関係

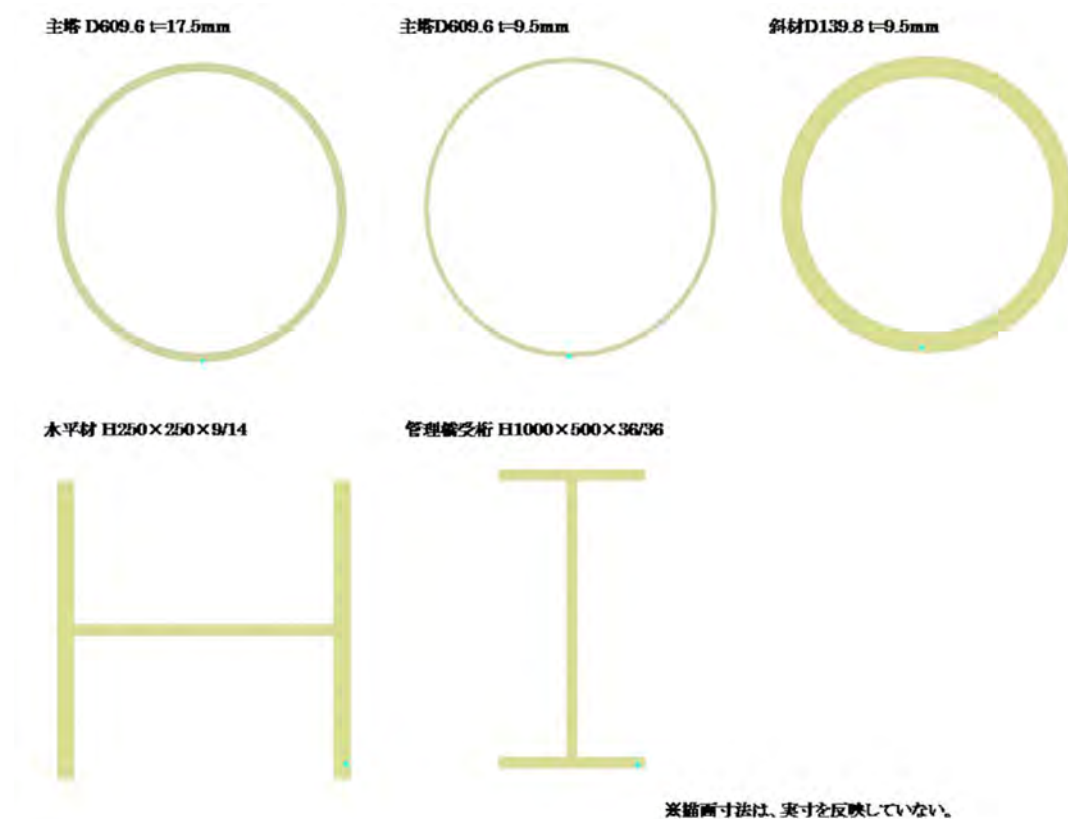


図 6.1.1.1-14 部材メッシュ図

(2) 解析結果

非線形解析の結果、【Case1 橋軸方向】では、層間変形角は全層にて許容値($R=1/200$)以下となったが、【Case2 橋軸直交方向】では、層間変形角は2～9層において許容値を超過した。

【Case1 橋軸方向】

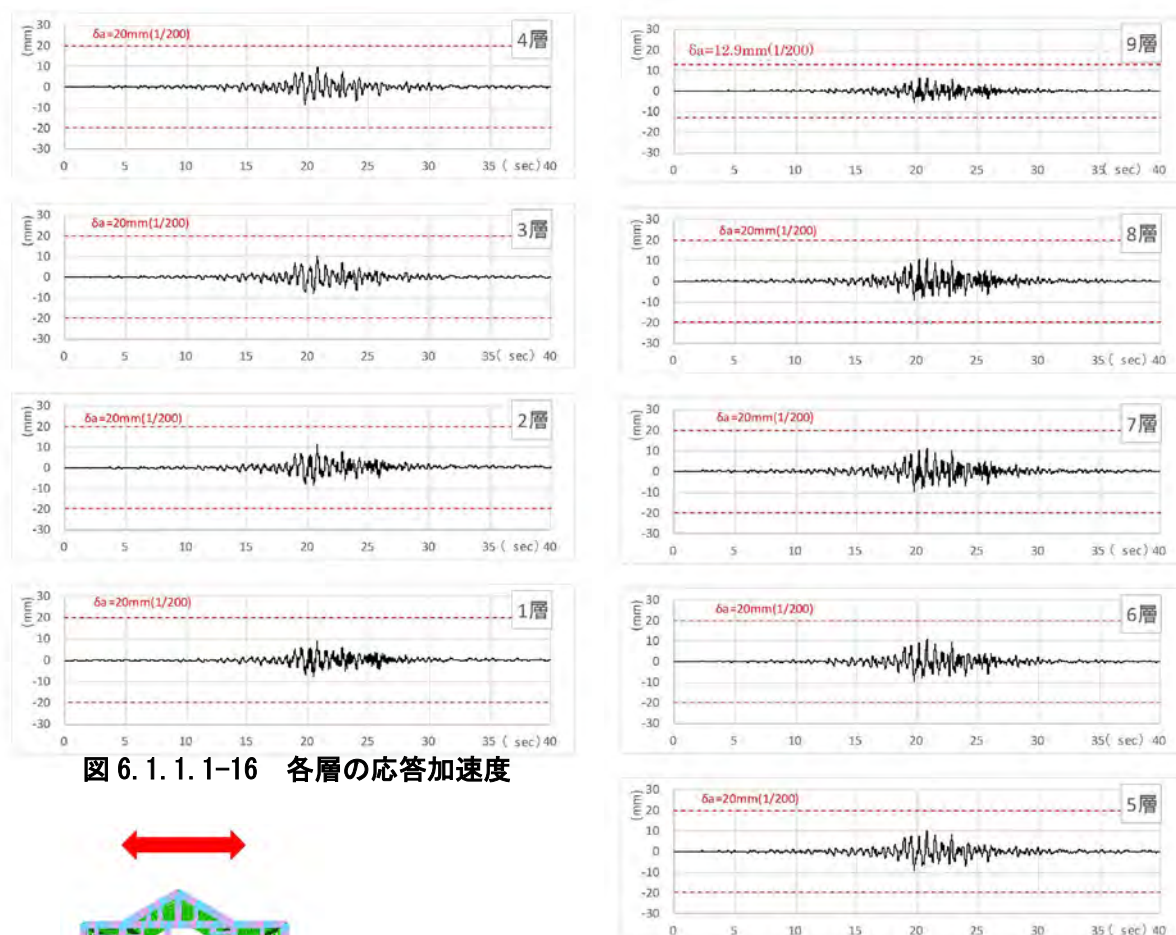


図 6.1.1.1-16 各層の応答加速度

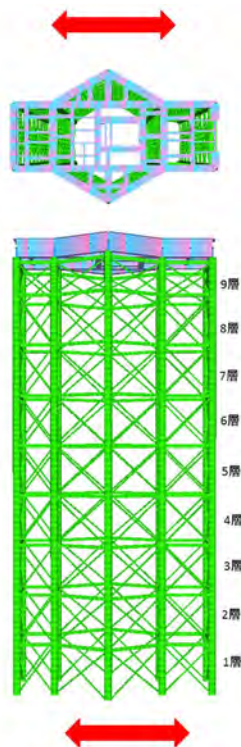


図 6.1.1.1-15 地震動の入力方向

表 6.1.1.1-11 層間変位照査結果(橋軸方向)

層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δa (mm)	δ _{max} (mm)	δ _{max} /δa (-)	判定 (-)
1層	4000	1/200	20.00	9.16	0.46	OK
2層	4000	1/200	20.00	11.11	0.56	OK
3層	4000	1/200	20.00	9.95	0.50	OK
4層	4000	1/200	20.00	9.77	0.49	OK
5層	4000	1/200	20.00	10.39	0.52	OK
6層	4000	1/200	20.00	11.04	0.55	OK
7層	4000	1/200	20.00	11.42	0.57	OK
8層	4000	1/200	20.00	11.20	0.56	OK
9層	2580	1/200	12.90	6.68	0.52	OK

【Case2 橋軸直交方向】

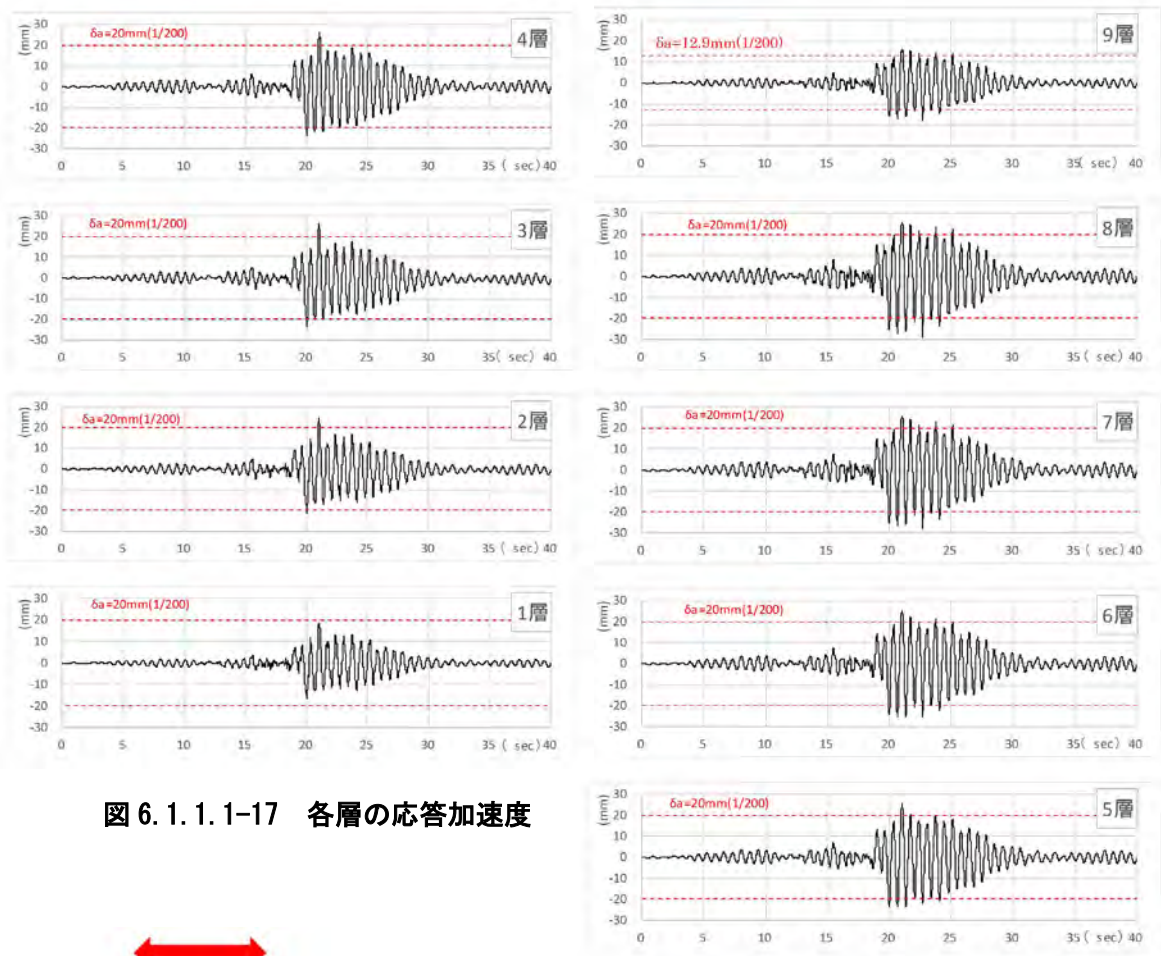


図 6.1.1.1-17 各層の応答加速度

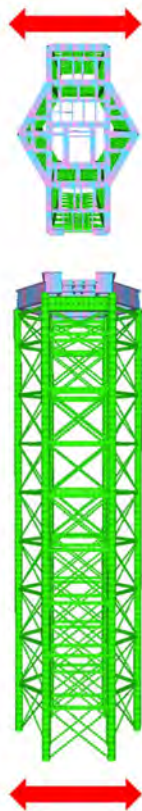


図 6.1.1.1-18 地震動の入力方向

表 6.1.1.1-12 層間変位照査結果(橋軸直交方向)

層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δa (mm)	δ_{max} (mm)	$\delta_{max}/\delta a$ (-)	判定 (-)
1層	4000	1/200	20.00	18.65	0.93	OK
2層	4000	1/200	20.00	24.56	1.23	NG
3層	4000	1/200	20.00	26.36	1.32	NG
4層	4000	1/200	20.00	26.39	1.32	NG
5層	4000	1/200	20.00	25.78	1.29	NG
6層	4000	1/200	20.00	25.60	1.28	NG
7層	4000	1/200	20.00	27.69	1.38	NG
8層	4000	1/200	20.00	28.81	1.44	NG
9層	2580	1/200	12.90	17.86	1.38	NG

8. コンクリート基礎の照査

動的解析により、各支柱の基礎反力が求まることから、最大の押し込み力と水平力を抽出し、埋め込みコンクリートの支柱反力を照査した。

この結果、【Case2 橋軸直交方向】にて、一部の支柱の押し込み力に対する支圧応力度が圧縮強度を超過した。一方、水平力に対しては全ての基礎において許容値以下となった。

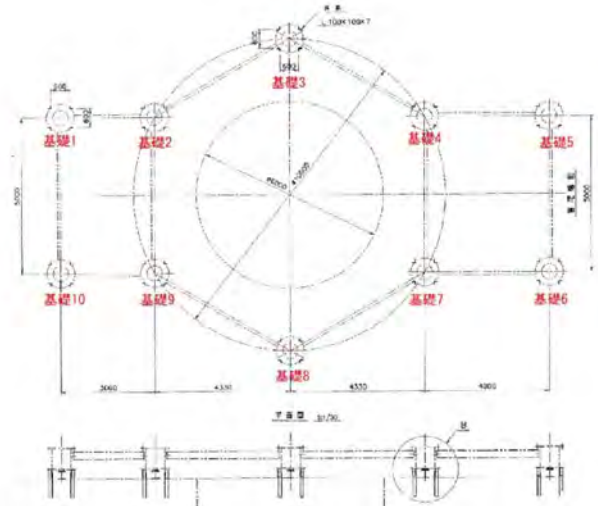


図 6.1.1.1-19 基礎支点の設定

【Case1 橋軸方向】

表 6.1.1.1-13 コンクリート基礎の照査(橋軸方向)

基礎番号	押し込み力 (kN)	直径 (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定	基礎番号	水平力 (kN)	直径 (m)	有効埋込長 (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定
基礎1	3893.2	0.900	6.12	21.00	OK	基礎1	656.4	0.6096	2.000	0.54	21.00	OK
基礎2	1527.6	0.900	2.40	21.00	OK	基礎2	969.8	0.6096	2.000	0.80	21.00	OK
基礎3	551.5	0.900	0.87	21.00	OK	基礎3	1088.3	0.6096	2.000	0.89	21.00	OK
基礎4	1664.7	0.900	2.62	21.00	OK	基礎4	1094.6	0.6096	2.000	0.90	21.00	OK
基礎5	5167.0	0.900	8.12	21.00	OK	基礎5	797.4	0.6096	2.000	0.65	21.00	OK
基礎6	5164.8	0.900	8.12	21.00	OK	基礎6	800.6	0.6096	2.000	0.66	21.00	OK
基礎7	1664.6	0.900	2.62	21.00	OK	基礎7	1100.4	0.6096	2.000	0.90	21.00	OK
基礎8	558.0	0.900	0.88	21.00	OK	基礎8	1093.3	0.6096	2.000	0.90	21.00	OK
基礎9	1524.5	0.900	2.40	21.00	OK	基礎9	973.4	0.6096	2.000	0.80	21.00	OK
基礎10	3891.3	0.900	6.12	21.00	OK	基礎10	657.2	0.6096	2.000	0.54	21.00	OK

【Case2 橋軸直交方向】

表 6.1.1.1-14 コンクリート基礎の照査(橋軸直交方向)

基礎番号	押し込み力 (kN)	直径 (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定	基礎番号	水平力 (kN)	直径 (m)	有効埋込長 (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定
基礎1	9706.9	0.900	15.26	21.00	OK	基礎1	351.4	0.6096	2.000	0.29	21.00	OK
基礎2	8449.4	0.900	13.28	21.00	OK	基礎2	464.6	0.6096	2.000	0.38	21.00	OK
基礎3	16018.8	0.900	25.18	21.00	NG	基礎3	225.1	0.6096	2.000	0.18	21.00	OK
基礎4	8883.2	0.900	13.96	21.00	OK	基礎4	803.1	0.6096	2.000	0.66	21.00	OK
基礎5	10552.0	0.900	16.59	21.00	OK	基礎5	196.0	0.6096	2.000	0.16	21.00	OK
基礎6	10363.4	0.900	16.29	21.00	OK	基礎6	195.6	0.6096	2.000	0.16	21.00	OK
基礎7	8752.7	0.900	13.76	21.00	OK	基礎7	808.6	0.6096	2.000	0.66	21.00	OK
基礎8	15726.6	0.900	24.72	21.00	NG	基礎8	228.2	0.6096	2.000	0.19	21.00	OK
基礎9	8218.0	0.900	12.92	21.00	OK	基礎9	467.8	0.6096	2.000	0.38	21.00	OK
基礎10	9439.8	0.900	14.84	21.00	OK	基礎10	350.3	0.6096	2.000	0.29	21.00	OK

9. 耐震照査結果の評価

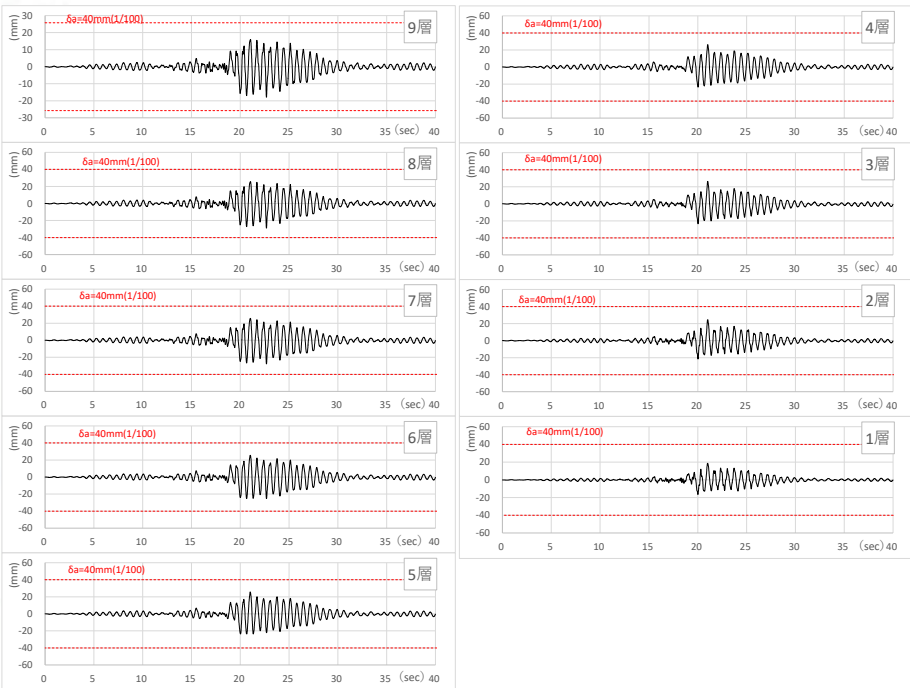
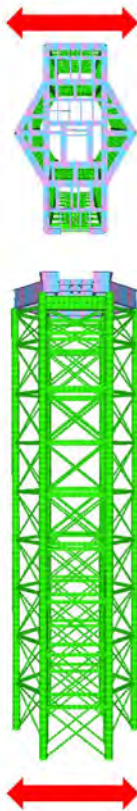
本取水塔の耐震照査結果を以下に示す。

- ・塔体の動的解析の結果、橋軸方向及び橋軸直交方向ともに、部材の塑性化（降伏点の超過）がみられ、層間変位角は橋軸直交方向で2～9層が許容値($R=1/200$)を超過した。
- ・コンクリート基礎の照査の結果、橋軸直交方向で、2箇所の支柱における押し込み力が圧縮強度を超過した。

【補足解説】

上記で整理した検討事例では、非線形解析による「層間変位角」が許容値($R=1/200$)を超過する結果となっていたが、本マニュアル(P. 32, 67)では、独立塔型取水設備（取水塔）の耐震性能（損傷の修復を容易に行える状態）の要求性能として「許容残留変位」を塔高の1/100と規定したことから、これに基づく評価を行うと以下のように許容値内に収まる結果となる。

【Case2 橋軸直交方向】



残留変位（層間変形角）の照査（許容値1/100の場合）

残留変位（層間変形角）
照査結果（許容値 1/100）

層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δ_a (mm)	δ_{max} (mm)	δ_{max}/δ_a (-)	判定 (-)
1層	4000	1/100	40.00	18.68	0.47	OK
2層	4000	1/100	40.00	24.56	0.61	OK
3層	4000	1/100	40.00	26.33	0.66	OK
4層	4000	1/100	40.00	26.34	0.66	OK
5層	4000	1/100	40.00	25.69	0.64	OK
6層	4000	1/100	40.00	25.53	0.64	OK
7層	4000	1/100	40.00	27.71	0.69	OK
8層	4000	1/100	40.00	28.83	0.72	OK
9層	2580	1/100	25.80	17.87	0.69	OK

【事例 1-2】鋼製取水塔の照査例 (2)

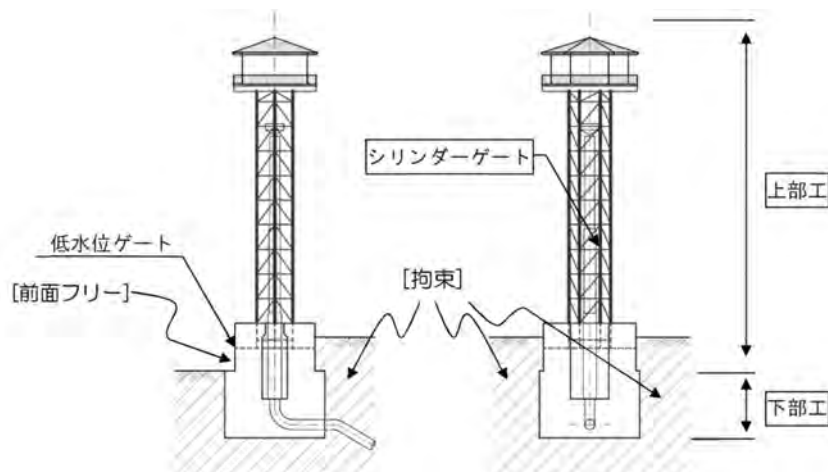
1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.1.2-1 施設諸元

型式	ステンレス製六角形トラス型(N トラス)独立取水塔
取水方式	選択取水方式
全高	H=36.8m
取水ゲート	鋼製 3 段式シリンダーゲート
ゲート径	φ 1,200mm～1,600mm
最大取水量	5.5624m ³ /s
取水範囲	EL. 269.1～246.7m
基礎形式	直接基礎 (CM 級岩盤)

< 構造概要 >



< 全景写真 >



2. 照査基準の設定

本検討においては、他地区同構造のダム取水塔の耐震性能照査事例を参考に、限界状態を設定し、照査することとした。

- ・レベル2地震動に対しては、早期に損傷の修復が可能となるように、次表に示す「損傷を限定的に留めるための限界状態」を設定。
- ・鋼構造においては、主たる部材の圧縮応力度が座屈強度を超えないことを照査する。
- ・変形については、主たる部材の引張ひずみが許容ひずみ内に収まるとともに、層間変位角が許容される範囲に収まることを照査する。
- ・許容される層間変形角の値は、これによりシリンダーゲートの動作に支障を来さない状態に留める範囲内で設定するものとする。本検討では、建築基準法施行令の規定（第82条の2：層間変形角）を参考とし、 $R=1/200$ と設定する（『鋼構造物計画設計技術指針』を参照）。

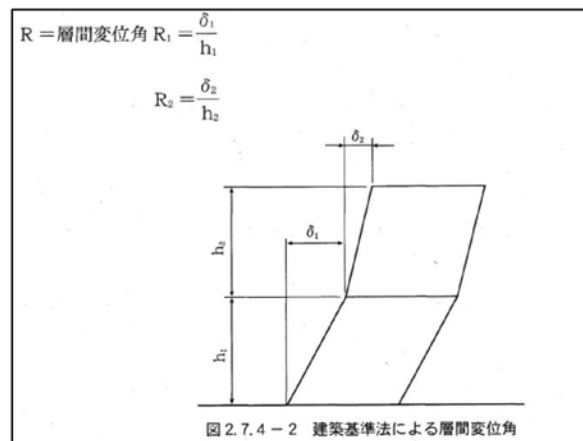


図 6.1.1.2-1 取水塔上部工（鋼構造）の層間変位角 R_i の求め方

表 6.1.1.2-2 取水塔（重要度 [AA 種]）の耐震性能の設定（案）

構成要素		評価基準				要求される耐震性能	備 考
		項 目	評価基準		照査方法		
上部工(鋼構造)	塔柱	応力	引張 応 力 度	降伏応力 σ_y	$\sigma_{\max} \leq \sigma_y$	限定された 損傷にとどめる	
			圧縮 応 力 度	座屈強度 σ_y	$\sigma'_{\max} \leq \sigma_y$		
		ひずみ	引 張	許容ひずみ ε_a	$\varepsilon_{\max} \leq \varepsilon_a$		
			圧 縮	許容ひずみ ε'_a	$\varepsilon'_{\max} \leq \varepsilon_a$		
	水平材	応力	引張 応 力 度	降伏応力 σ_y	$\sigma_{\max} \leq \sigma_y$		
			圧縮 応 力 度	座屈強度 σ_y	$\sigma'_{\max} \leq \sigma_y$		
水平材	応力	引張 応 力 度	降伏応力 σ_y	$\sigma_{\max} \leq \sigma_y$			
		圧縮 応 力 度	座屈強度 σ_y	$\sigma'_{\max} \leq \sigma_y$			
	応力	引張 応 力 度	降伏応力 σ_y	$\sigma_{\max} \leq \sigma_y$			
		圧縮 応 力 度	座屈強度 σ_y	$\sigma'_{\max} \leq \sigma_y$			
下部工(Co構造)	応力	支圧 応 力 度	支圧応力 σ'_{ca}	$\sigma'_{\max} \leq \sigma_{ck}$	σ_{ck} :コンクリートの基準強度 21 N/mm ²		
シリンダーゲート	変位	相 対 変 位	層間変位 δ	$\delta_a \leq \text{層間高 } H/200$	上部工の変形によりゲートの操作に支障をきたさない		

※他地区同構造のダム取水塔（鋼製六角形トラス型）の耐震性能照査業務を参考

3. 解析に用いるレベル2地震動

解析に用いる想定地震波は、ダム堤体の解析に用いた地震波を用いる。

なお、解析については、入力地震動を橋軸方向に入力するケース【Case1】及び橋軸直交方向に入力する【Case2】について検討する。

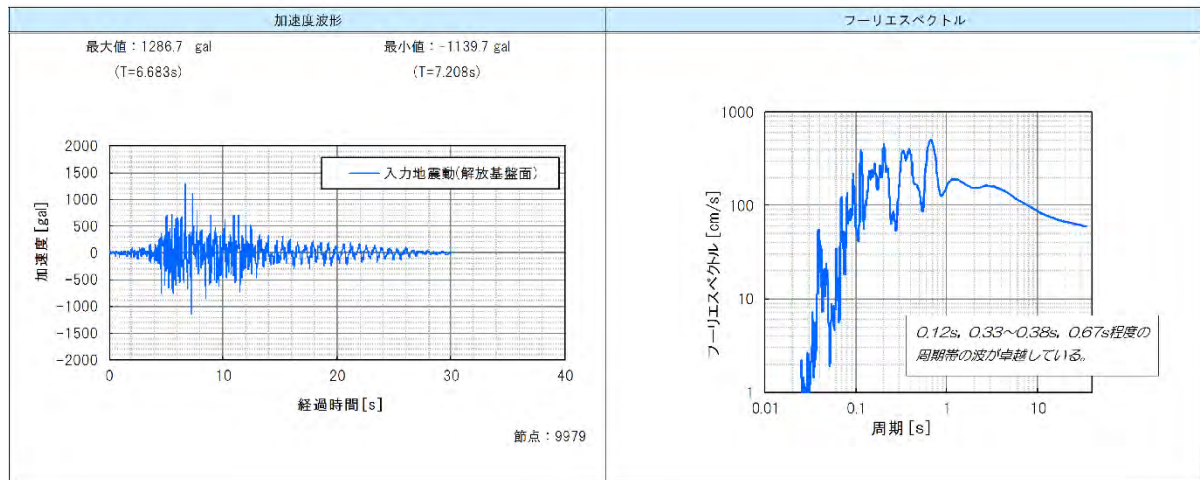


図 6.1.1.2-2 入力地震波の設定

4. 解析モデルの作成

(1) 解析モデル

上部工は6角形トラス型の複雑な構造であり、解析モデルは実態に即した合理的なモデルとする必要がある。このため、本業務では3次元フレーム（骨組）モデルとした。

解析における節点条件は、現行の指針「鋼構造物計画設計技術指針（ダム取水・放流設備）改訂版 P.153」に、「解析上の構造系は全節点剛結を基本とするが、水平材の鉛直内面及び斜材については実態構造に合わせた節点条件とする」と記載されている。

設計年次の古いBダム取水塔の設計計算書には「立体ラーメン骨組構造」と記載されている。

従って、取水塔は共に現行の指針と同様に検討されたと想定されることから、本解析では下表に示す節点条件を与える方針とした。

表 6.1.1.2-3 解析上の構造系設定方針

主構造	構造系	設定根拠	備考
塔柱	剛結	全強溶接(断面性能に見合った強度溶接)のため	
水平材	剛結	形状を保持するためラーメン構造とする	
斜材	剛結	設計思想に準じ剛結を基本とする。	
管理橋	考慮しない	基本的に地山の拘束を受けない構造とするため	支点反力のみ考慮



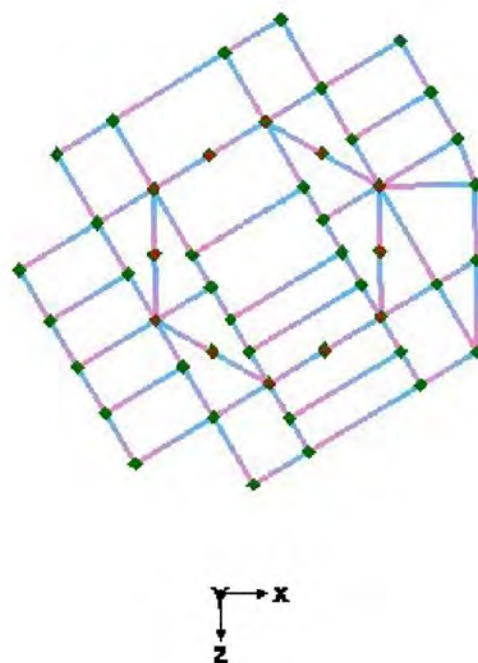
(モデル全体図)



(塔柱と水平桁を抽出し表示)



(斜材と水平桁を抽出し表示)



(塔上梁を抽出し表示)

図 6.1.1.2-3 解析モデル図

(2) 固有値解析

1) 概要

レベル2 地震動に対する耐震解析は、「静的解析」及び「動的解析」に大別され、『土地改良事業設計指針「耐震設計」』において、動的解析の適応性について以下のように記載されている。

5.6 動的解析法

動的解析法とは、地震時における構造物の動的な挙動を、動学的に解析して設計する耐震計算法である。本指針では、エネルギー一定則の適用が限定される場合や振動特性が複数のモードに支配される場合等、振動特性が複雑な構造物に適用するものとする。

動的解析法は、静的解析法に比べて実際の現象に近い挙動を再現でき、いろいろな構造物や地盤に適用できる。しかし、モデル化や入力地震動の設定によって解析結果が大きく変化するので、目的に合った解析法を適用することが必要である。

取水塔は塔状のスレンダーな構造物であることから、地震時にはその振動特性が複雑となることが想定される。このため、耐震解析に先立ち固有値解析を実施し、振動モードを分析し、解析方法の適用性を評価した。

固有値解析により高次モードが卓越する場合には「動的解析」を適用する。

固有値解析は、作成したモデルに、荷重（自重、積載物重量、付加重量）を入力した上で実施した。

2) 固有値解析結果

固有値解析結果は以下に示すとおりであり、複数のモードが卓越する結果を示したことから、動的解析を行いレベル2 地震動に対する取水塔の耐震性能照査を実施することとした。

表 6.1.1.2-4 固有値解析結果一覧

(B ダム取水塔)

モード 次数	振動数f (Hz)	固有周期T (s)	有効質量比			モード 減衰定数h
			X(%)	Y(%)	Z(%)	
1	1.315	0.760	4	0	65	0.02996
2	1.324	0.755	66	0	4	0.02996
3	2.493	0.401	0	0	1	0.02956
4	5.622	0.178	18	3	0	0.02947
5	5.921	0.169	0	0	19	0.02945

※X軸：管理橋方向、Z軸：橋軸直交方向、Y軸：鉛直方向

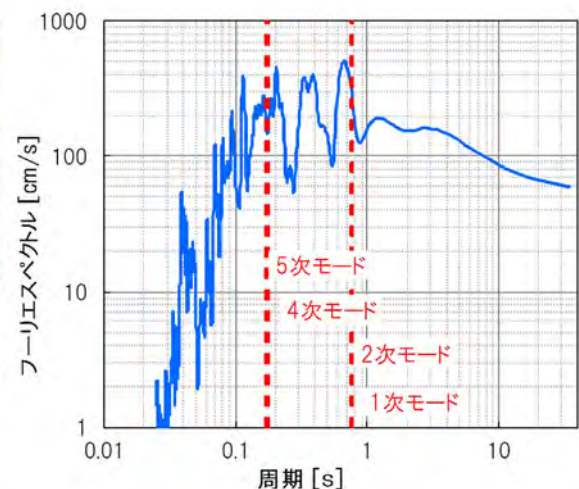


図 6.1.1.2-4 卓越周期と固有周期の関係

5. 地震応答解析の条件

(1) 解析方針

以下に示す固有値解析①②により、取水塔の耐震解析は【動的解析】を採用する方針とした。

- ① 構造物の形状が複雑であること
- ② 振動特性が複数のモードに支配され、複雑な振動特性を有する構造物であると判断されること

また、本解析の目的はレベル2地震動時（常時満水位時）に緊急放流が実施できるかを解析により確認することが主目的である。このため、動的解析では線形動的解析により部材の降伏強度を超過するかどうか（部材が地震時に発生する応力に対し、耐え得るものか）を照査することとし、降伏点の超過がみられた場合は塑性化を考慮した非線形解析を行い、塔体の層間変位を確認することにより、シリンダーゲートの作動の可否を判断することとした。

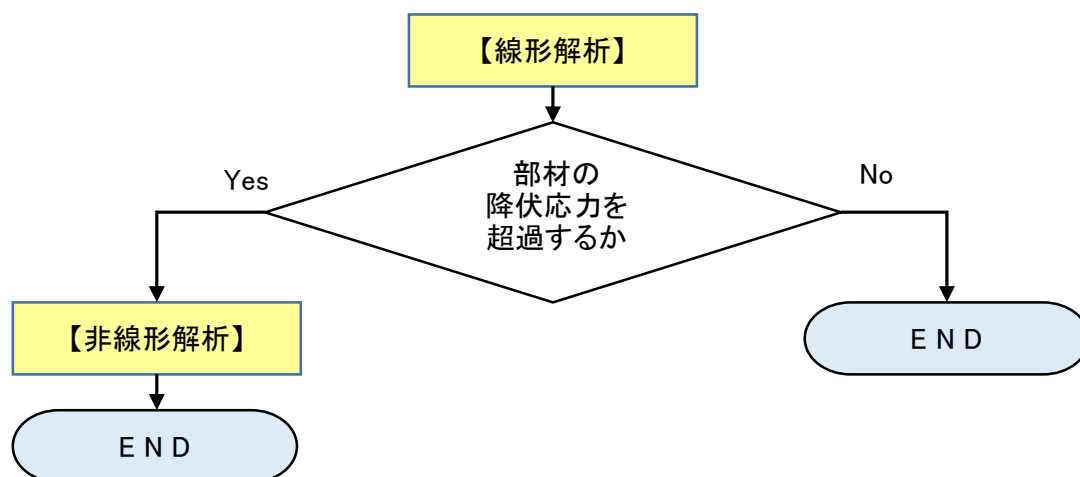


図 6.1.1.2-5 解析フローチャート

(2) 構成部材について

取水塔を構成する主な部材の使用材料を下表に示す。

表 6.1.1.2-5 主要部材の材料

部 材	規 格	材 料
塔柱（上部）	φ500×t10	SUS304TP
塔柱（中部）	φ500×t16	SUS304TP
塔柱（下部）	φ500×t21	SUS304TP
水平桁	H300×200×10/12	SUS304
斜材	H300×200×10/14	SUS304
管理橋受桁	H800×300×12/28	SUS304

(3) 許容応力度の設定

各部材の限界状態は、上部工は鋼材の材料強度に継手効率を乗じた値とした。

B ダム取水塔においては、塔体に対する放射線検査は、工場溶接に対して全溶接長の 5% 以上、現場溶接に対して全溶接長の 20% 以上で実施されている。塔体の設計計算においては、塔柱に対して 0.9、管理橋受桁に対して 0.9 の溶接効率を考慮しており、水平桁と斜材は溶接効率による低減はしていない。以上より、B ダム取水塔については設計計算値を継手効率として採用した。

表 6.1.1.2-6 照査基準の設定

名称	材質	寸法	基準強度 σ_y (N/mm ²)	溶接 効率 (-)	照査基準 (N/mm ²)
塔柱(上部)	SUS304	$\phi 500 \times t21$	205	0.9	184.5
塔柱(中部)	SUS304	$\phi 500 \times t16$	205	0.9	184.5
塔柱(下部)	SUS304	$\phi 500 \times t10$	205	0.9	184.5
水平桁	SUS304	H300 $\times$ 200 $\times$ 10/12	205	1	205
斜材	SUS304	H300 $\times$ 200 $\times$ 10/14	205	1	205
管理橋受桁	SUS304	H800 $\times$ 300 $\times$ 12/28	205	0.9	184.5
管理橋水平桁	SUS304	H300 $\times$ 200 $\times$ 10/12	205	0.9	184.5

合成応力度に対する許容応力度については、10%程度割り増しする。

曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断応力を同時に受ける場合や垂直応力が互いに直交する応力状態の場合は、式(3.1.8-2)および式(3.1.8-3)により合成応力度を計算し、許容応力度以内となるよう設計する。 ① 曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断応力を受ける場合 $\sigma_{el} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (3.1.8-2)$ ② 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合 $\sigma_{el} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (3.1.8-3)$ ここに、σ_{el}：合成応力度 (N/mm²) σ_1：曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力度 (引張を正とする) (N/mm²) σ_2：σ_1に直角な方向の垂直応力度 (引張を正とする) (N/mm²) τ：引けおよびねじりによるせん断応力度 (N/mm²) σ_a：表3.1.8-1、表3.1.8-2に規定する許容軸方向引張応力度 (N/mm²) 二軸方向の合成応力度に対する許容応力度は、許容軸方向引張応力度の1.1倍とする。 ただし、放流管管側の局部曲げ応力度を加算した場合は、同軸および二軸方向の許容応力度を1.35倍まで割増しすることができる。

出典：ダム・堰施設設計基準 p94

表 6.1.1.2-7 各部材の許容応力度

名称	材質	寸法	基準強度 σ_y (N/mm ²)	照査基準 σ_a (N/mm ²)	許容値 $1.1\sigma_a$ (N/mm ²)
塔柱(上部)	SUS304	$\phi 500 \times t21$	205	184.5	203.0
塔柱(中部)	SUS304	$\phi 500 \times t16$	205	184.5	203.0
塔柱(下部)	SUS304	$\phi 500 \times t10$	205	184.5	203.0
水平桁	SUS304	H300 $\times$ 200 $\times$ 10/12	205	205	225.5
斜材	SUS304	H300 $\times$ 200 $\times$ 10/14	205	205	225.5
管理橋受桁	SUS304	H800 $\times$ 300 $\times$ 12/28	205	184.5	203.0
管理橋水平桁	SUS304	H300 $\times$ 200 $\times$ 10/12	205	184.5	203.0

(4) 許容ひずみの設定

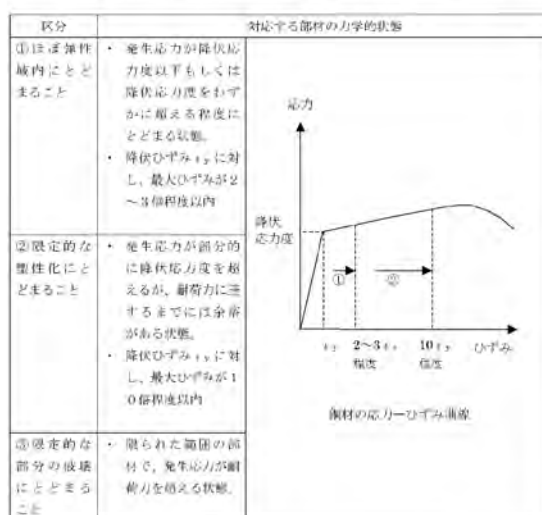
塔体のひずみの照査は、【国総研資料 No. 244】を参考に、降伏ひずみの3倍（応答塑性率=3.0）と設定した。

対象部位	限界状態	照査基準
塔体	力学的特性がほぼ弾性域を超えない状態	発生ひずみ ≤ 降伏ひずみの3倍

ゲート等の照査においては、各構成部材の重要度等に応じてそれぞれ許容できる弾性化の程度を設定することとしており、主要構造部材では主として応力-ひずみ関係で示される部材の力学的特性が「ほぼ弾性域内にとどまること」、また補助構造部材では多少の塑性化が生じても「限定的な塑性化にとどまること」を確認する必要がある。

このとき、一部部材の塑性化による非線形挙動を考慮した非線形動的解析により算定される各部材の応答値（最大発生応力）に対し、具体的に上記の条件が満足されているかを判断するには、部材の応力度が降伏点に達するときのひずみ（降伏ひずみ）と部材の塑性化による非線形挙動を考慮した非線形動的解析結果から得られる部材の最大ひずみの比（塑性率）を指標とし、ゲート部材同様の鋼材（H型鋼）についての既往の調査研究事例等¹¹⁾を参考に、表-1.17.1に示す値をおおよその目安とすることが考えられる。

表-1.17.1 鋼部材に許容される限界の状態とその具体的な範囲の目安



出典：国総研資料No244 pp87-88

表 6.1.1.2-8 各部材の許容ひずみ

名称	材質	寸法	弾性係数 ① E (N/mm ²)	基準強度 ② σ_y (N/mm ²)	降伏ひずみ ③ ε_y (μ)	許容値 $3.0 \varepsilon_y$ (μ)
塔柱(上部)	SUS304	$\phi 500 \times t21$	193,000	205	1062	3187
塔柱(中部)	SUS304	$\phi 500 \times t16$	193,000	205	1062	3187
塔柱(下部)	SUS304	$\phi 500 \times t10$	193,000	205	1062	3187
水平桁	SUS304	H300 × 200 × 10/12	193,000	205	1062	3187
斜材	SUS304	H300 × 200 × 10/14	193,000	205	1062	3187
管理橋受桁	SUS304	H800 × 300 × 12/28	193,000	205	1062	3187
管理橋水平桁	SUS304	H300 × 200 × 10/12	193,000	205	1062	3187

(5) 下部工の照査

完成図書より、Bダム取水塔下部工のコンクリート圧縮強度は $f'_c=21\text{ N/mm}^2$ であることから、動的解析による各主柱の基礎反力から最大の押し込み力と水平力を抽出し、圧縮強度を超過するかを照査する。

なお、Bダム取水塔の基礎形状より、基礎支点の設定は以下のとおりとした。

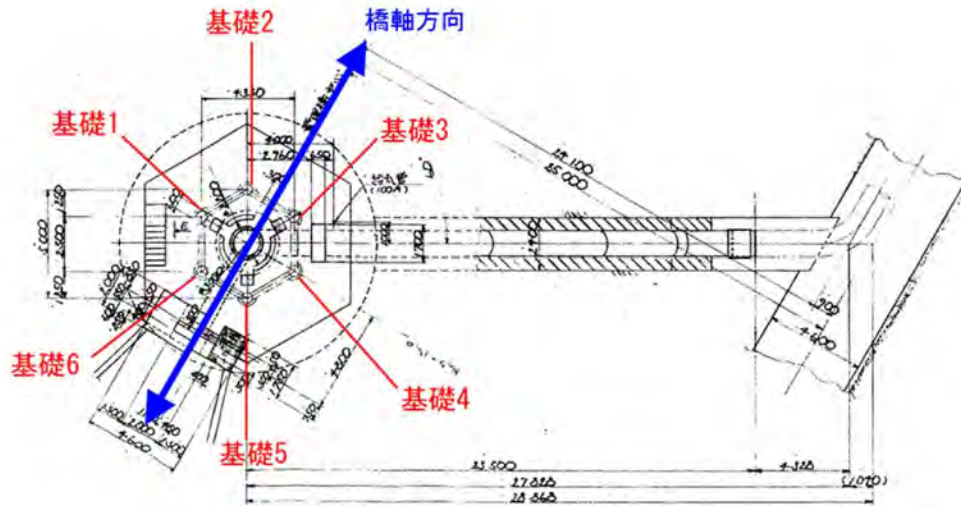


図 6.1.1.2-6 基礎支点の設定

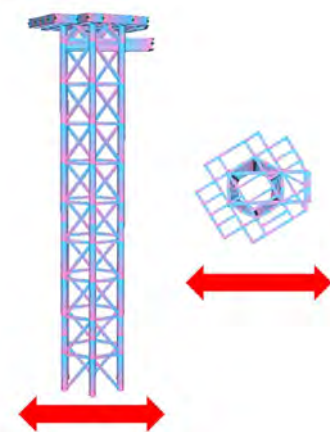
6. 線形解析結果

橋軸方向及び橋軸直交方向における線形解析の結果、いずれのケースにおいても部材の塑性化が複数みられた。一方、許容塑性率を超過する部材は見られなかった。

部材の降伏点超過がみられたため、塑性域を考慮した非線形解析を行うこととした。
以下に各ケースの解析結果（概要）を示す。

【Case1 橋軸方向】

表 6.1.1.2-9 部材の照査結果概要（橋軸方向）



部材	要素	材質	合成応力度 σ_{eq} (N/mm^2)	許容値 $1.1\sigma_a$ (N/mm^2)	状態	ϵ (μ)	ϵ_y (μ)	応答塑性率 ϵ/ϵ_y (-)	許容 塑性率 (-)	照査
主柱	t112	SUS304	133.9	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t212	SUS304	226.2	203.0	塑性化	1178	1062	1.1	3.0	OK
主柱	t312	SUS304	263.5	203.0	塑性化	1408	1062	1.3	3.0	OK
主柱	t412	SUS304	77.6	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t512	SUS304	283.2	203.0	塑性化	1545	1062	1.5	3.0	OK
主柱	t606	SUS304	241.4	203.0	塑性化	1268	1062	1.2	3.0	OK
水平材	h906	SUS304	200.6	225.5	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
斜材	s903	SUS304	194.0	225.5	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
管理橋受桁	k205	SUS304	134.6	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
管理橋受桁2	k207	SUS304	210.6	203.0	塑性化	1091	1062	1.0	3.0	OK

※許容値についてはダム・堰施設技術基準P94より補正した

※許容塑性率は降伏ひずみの3倍とした

図 6.1.1.2-7 地震動の入力方向

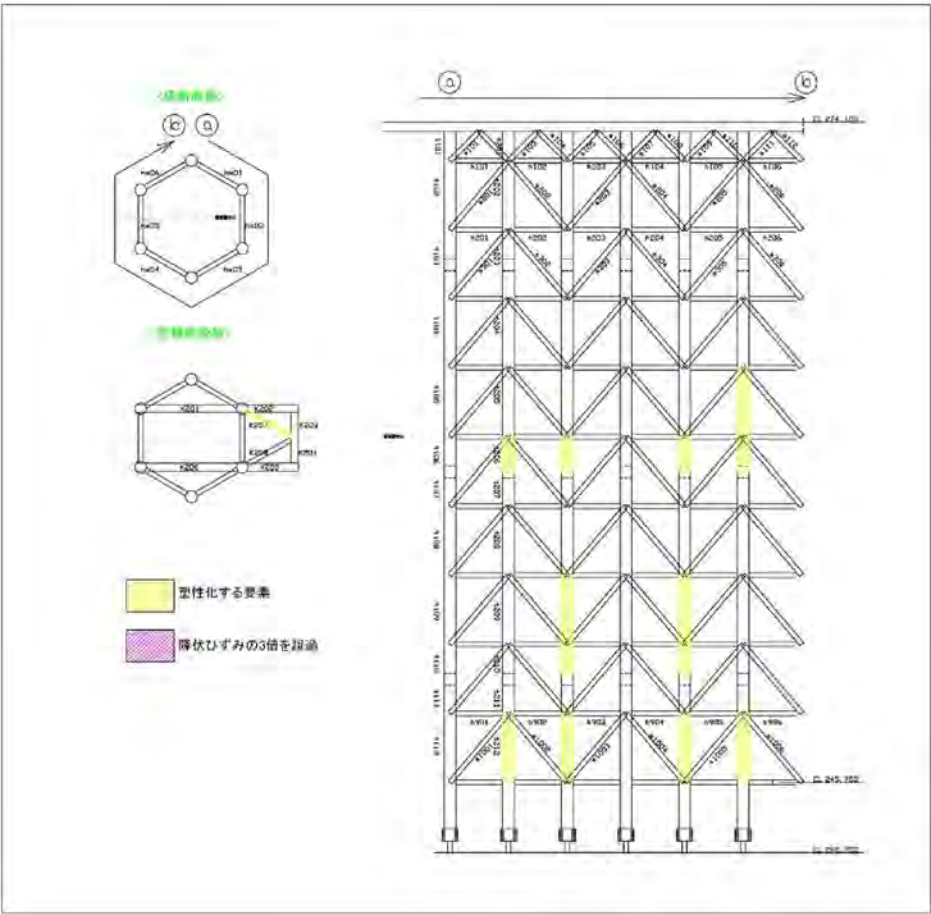


図 6.1.1.2-8 塑性化の状況

【Case2 橋軸直交方向】

表 6.1.1.2-10 部材の照査結果概要（橋軸直交方向）

部材	要素	材質	合成応力度 σ_{eq} (N/mm ²)	許容値 $1.1\sigma_a$ (N/mm ²)	状態	ε (μ)	ε_y (μ)	応答塑性率 $\varepsilon/\varepsilon_y$ (-)	許容 塑性率 (-)	照査
主柱	t112	SU S304	311.6	203.0	塑性化	1758	1062	1.7	3.0	OK
主柱	t212	SU S304	170.3	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t312	SU S304	208.7	203.0	塑性化	1082	1062	1.0	3.0	OK
主柱	t412	SU S304	263.1	203.0	塑性化	1406	1062	1.3	3.0	OK
主柱	t512	SU S304	202.6	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
主柱	t612	SU S304	151.6	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
水平材	h802	SU S304	233.5	225.5	塑性化	1220	1062	1.1	3.0	OK
斜材	s902	SU S304	213.8	225.5	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
管理橋受桁	k205	SU S304	65.1	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK
管理橋受桁2	k207	SU S304	191.2	203.0	弾性範囲	0	1062	0.0	3.0	OK

※許容値についてはダム・堰施設技術基準 P94 より補正した

※許容塑性率は降伏ひずみの3倍とした

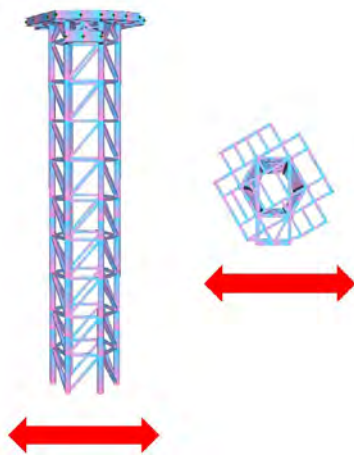


図 6.1.1.2-9 地震動の入力方向

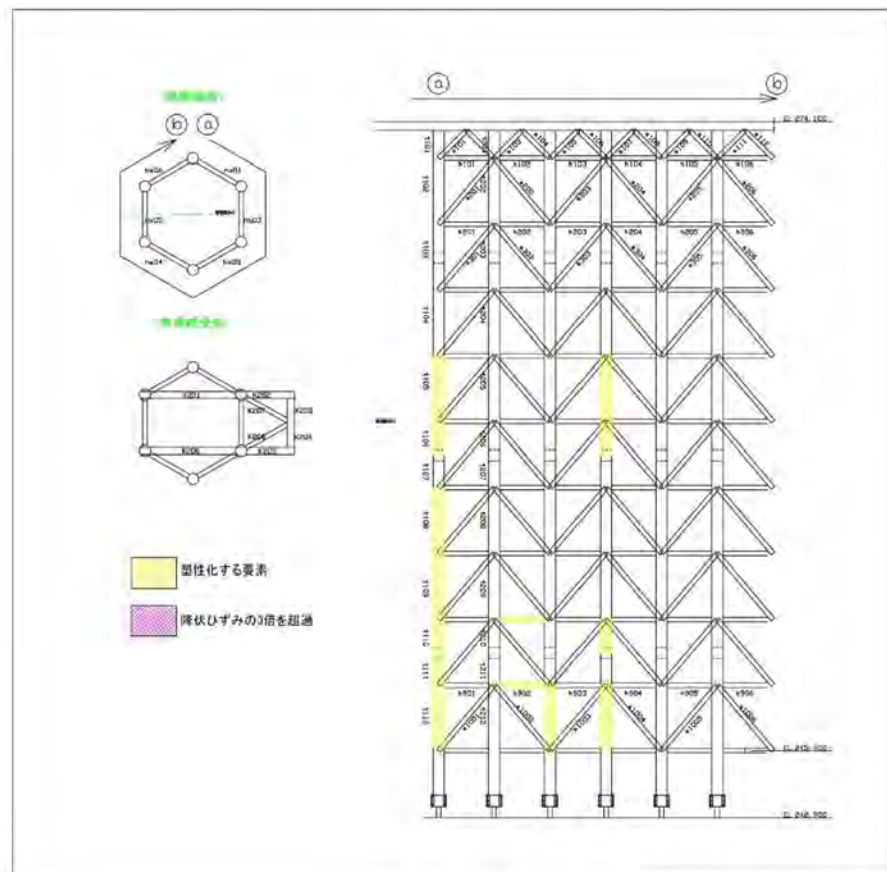


図 6.1.1.2-10 塑性化の状況

7. 非線形解析結果

(1) 解析モデル・条件

非線形解析にはファイバーモデルを用いる。

ファイバー要素は部材断面をメッシュ分割し、各セルに対して材料の応力－ひずみの関係（バイリニアモデル）を与えるものであり、部材の非線形性を適切に評価するために、要素長さを断面の有効高の 0.5 倍～2.0 倍程度とした。

非線形解析の解析モデル及び条件を以下に示す。

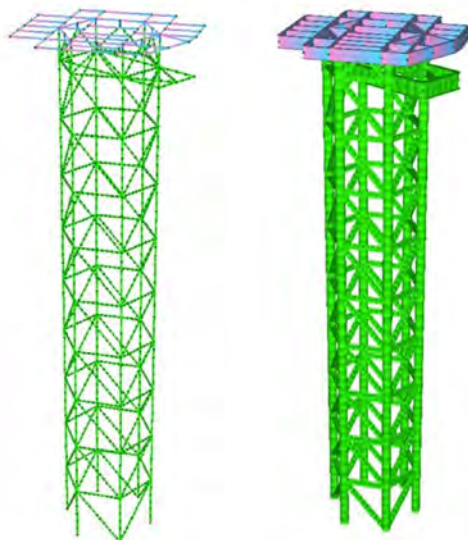


図 6.1.1.2-11 架構モデル、基部固定端（左図）

図 6.1.1.2-12 架構モデルをソリッド表示（右図）

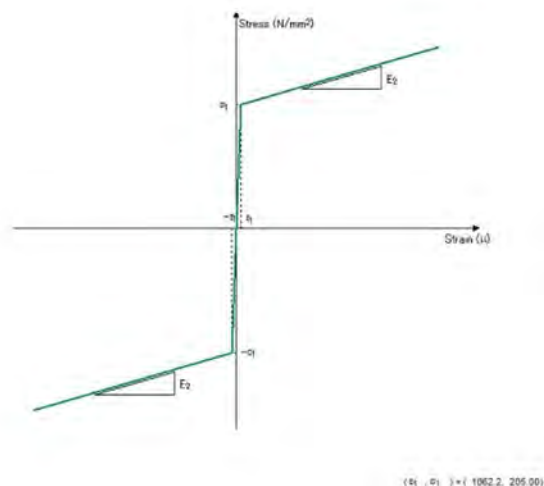
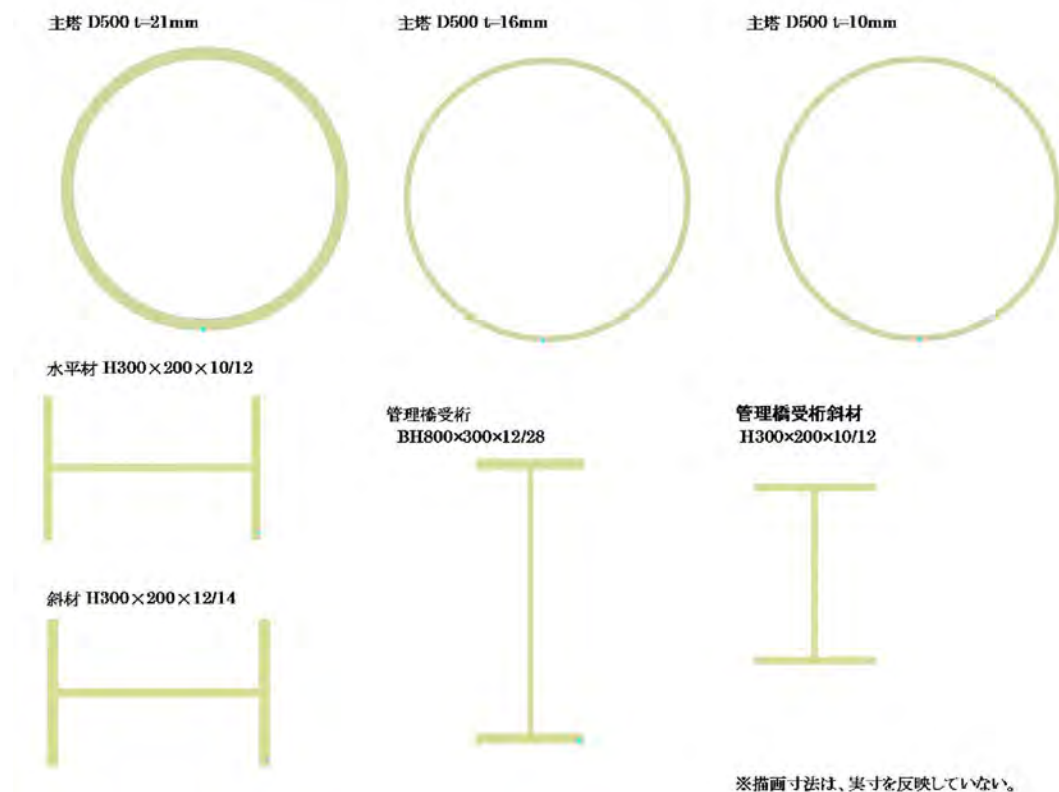


図 6.1.1.2-13 主塔の応力－ひずみの関係



※描画寸法は、実寸を反映していない。

図 6.1.1.2-14 部材メッシュ図

(2) 解析結果

非線形解析の結果、【Case1 橋軸方向】では、層間変形角は4～9層にて許容値($R=1/200$)を超過、【Case2 橋軸直交方向】では3～9層において許容値を超過した。

【Case1 橋軸方向】

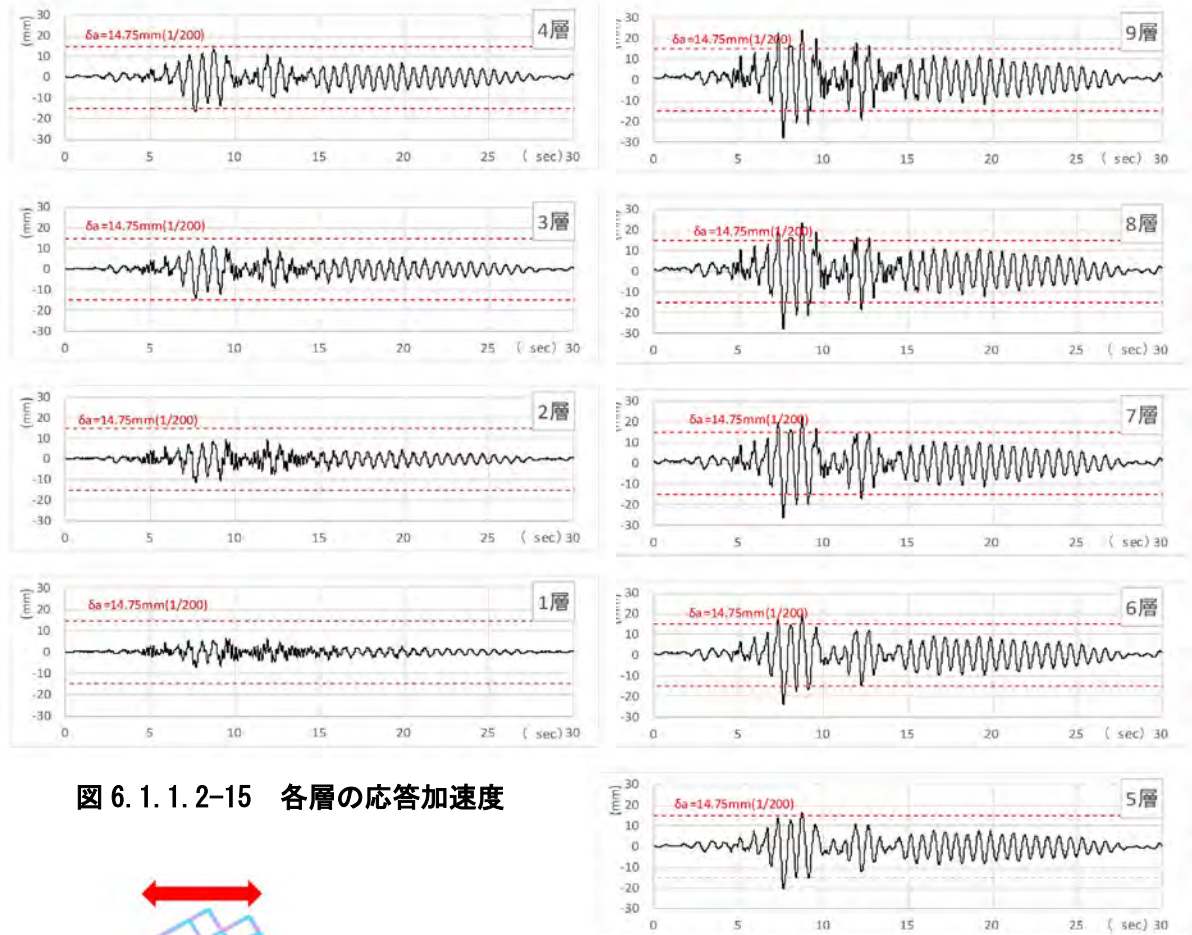


図 6.1.1.2-15 各層の応答加速度

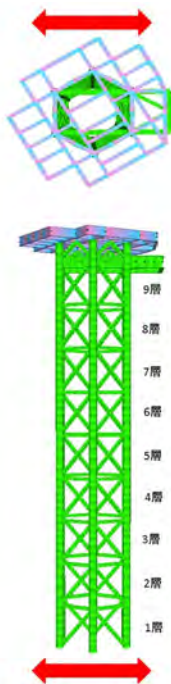


図 6.1.1.2-16 地震動の入力方向

表 6.1.1.2-11 層間変位照査結果(橋軸方向)

層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δa (mm)	δ_{max} (mm)	$\delta_{max}/\delta a$ (-)	判定 (-)
1層	2950	1/200	14.75	7.43	0.50	OK
2層	2950	1/200	14.75	11.44	0.78	OK
3層	2950	1/200	14.75	14.03	0.95	OK
4層	2950	1/200	14.75	16.43	1.11	NG
5層	2950	1/200	14.75	20.14	1.37	NG
6層	2950	1/200	14.75	23.81	1.61	NG
7層	2950	1/200	14.75	26.42	1.79	NG
8層	2950	1/200	14.75	28.04	1.90	NG
9層	2950	1/200	14.75	27.83	1.89	NG

【Case2 橋軸直交方向】

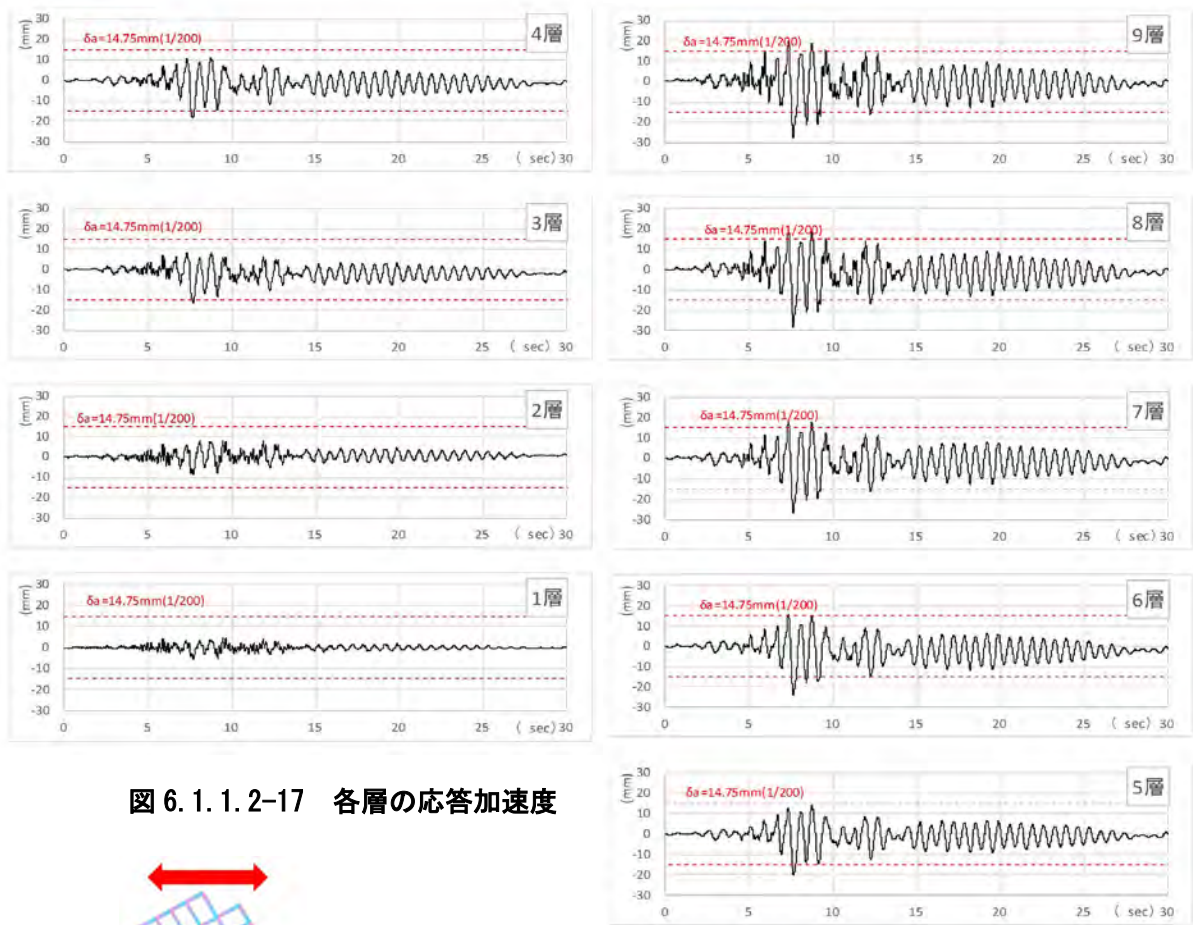


図 6.1.1.2-17 各層の応答加速度

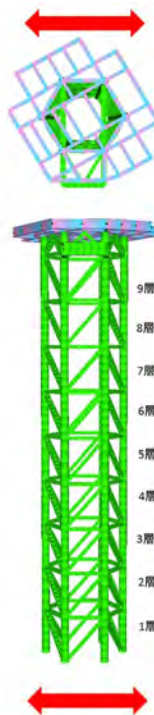


図 6.1.1.2-18 地震動の入力方向

表 6.1.1.2-12 層間変位照査結果(橋軸直交方向)

層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δa (mm)	δ _{max} (mm)	δ _{max} /δa (-)	判定 (-)
1層	2950	1/200	14.75	5.35	0.36	OK
2層	2950	1/200	14.75	8.33	0.57	OK
3層	2950	1/200	14.75	16.50	1.12	NG
4層	2950	1/200	14.75	18.41	1.25	NG
5層	2950	1/200	14.75	20.18	1.37	NG
6層	2950	1/200	14.75	24.30	1.65	NG
7層	2950	1/200	14.75	26.70	1.81	NG
8層	2950	1/200	14.75	28.20	1.91	NG
9層	2950	1/200	14.75	27.67	1.88	NG

8. コンクリート基礎の照査

動的解析により、各支柱の基礎反力が求まることから、最大の押し込み力と水平力を抽出し、埋め込みコンクリートの支柱反力を照査した。

この結果、各ケースにおいて押し込み力、水平力とも許容値以下となった。

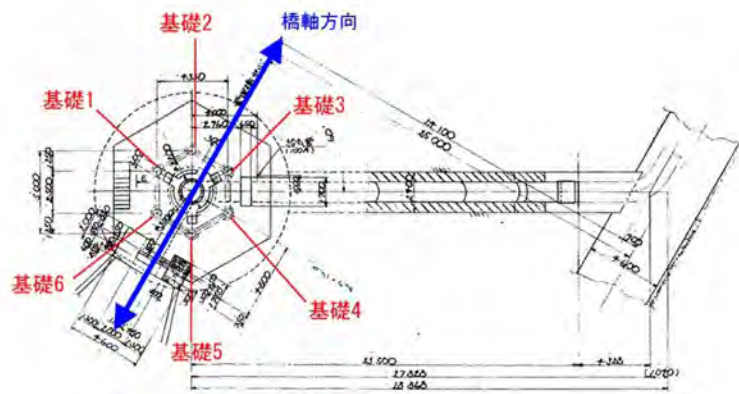


図 6.1.1.2-19 基礎支点の設定

【Case1 橋軸方向】

表 6.1.1.2-13 コンクリート基礎の照査(橋軸方向)

基礎番号	押し込み力 (kN)	直径 (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定	基礎番号	水平力 (kN)	直径 (m)	有効埋込長さ (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定
基礎1	651.2	0.800	1.30	21.00	OK	基礎1	1179.7	0.500	2.500	0.94	21.00	OK
基礎2	4021.3	0.800	8.00	21.00	OK	基礎2	131.0	0.500	2.500	0.10	21.00	OK
基礎3	7075.8	0.800	14.08	21.00	OK	基礎3	815.2	0.500	2.500	0.65	21.00	OK
基礎4	466.4	0.800	0.93	21.00	OK	基礎4	75.0	0.500	2.500	0.06	21.00	OK
基礎5	7676.9	0.800	15.27	21.00	OK	基礎5	843.5	0.500	2.500	0.67	21.00	OK
基礎6	4518.5	0.800	8.99	21.00	OK	基礎6	135.2	0.500	2.500	0.11	21.00	OK

【Case2 橋軸直交方向】

表 6.1.1.2-14 コンクリート基礎の照査(橋軸直交方向)

基礎番号	押し込み力 (kN)	直径 (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定	基礎番号	水平力 (kN)	直径 (m)	有効埋込長さ (m)	支圧応力 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	判定
基礎1	9080.9	0.800	18.07	21.00	OK	基礎1	718.9	0.500	2.500	0.58	21.00	OK
基礎2	2834.5	0.800	5.64	21.00	OK	基礎2	102.0	0.500	2.500	0.08	21.00	OK
基礎3	4157.8	0.800	8.27	21.00	OK	基礎3	1100.4	0.500	2.500	0.88	21.00	OK
基礎4	4259.5	0.800	8.47	21.00	OK	基礎4	144.8	0.500	2.500	0.12	21.00	OK
基礎5	3528.5	0.800	7.02	21.00	OK	基礎5	834.4	0.500	2.500	0.67	21.00	OK
基礎6	2676.5	0.800	5.32	21.00	OK	基礎6	78.4	0.500	2.500	0.06	21.00	OK

9. 耐震照査結果の評価

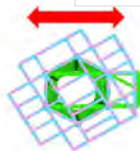
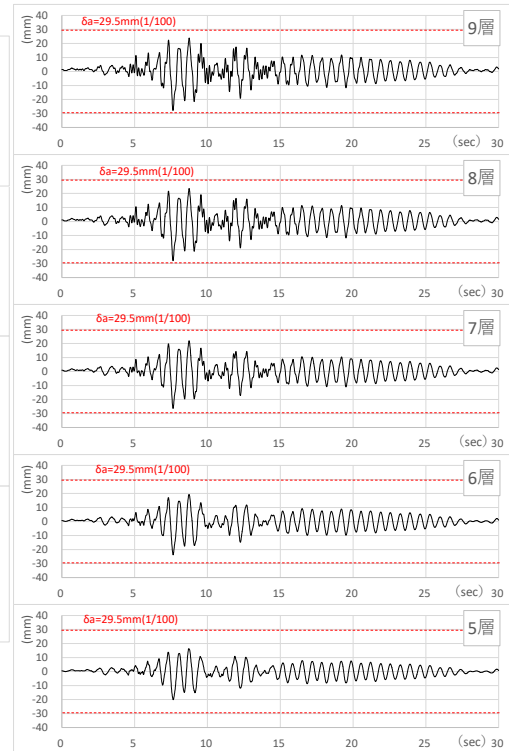
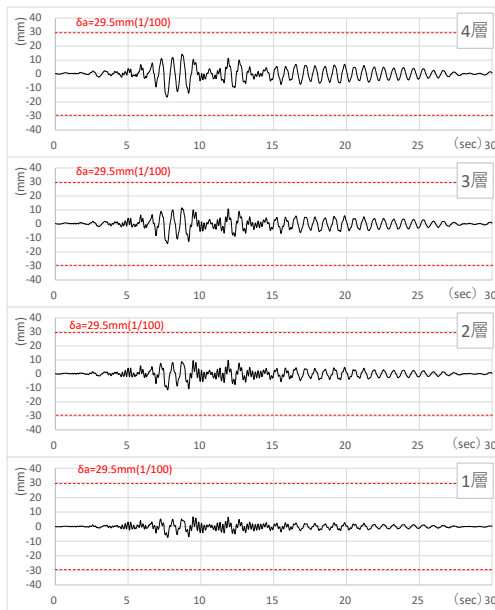
本取水塔の耐震照査結果を以下に示す。

- ・塔体の動的解析の結果、橋軸方向及び橋軸直交方向ともに、部材の塑性化（降伏点の超過）がみられ、層間変位角は橋軸方向で4～9層、橋軸直交方向で3～9層が許容値（ $R=1/200$ ）を超過した。
- ・コンクリート基礎の照査の結果、橋軸方向及び橋軸直交方向ともに、各支柱における押し込み力、水平力はコンクリートの圧縮強度以下であった。

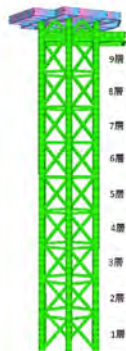
【補足解説】

上記で整理した検討事例では、非線形解析による「層間変位角」が許容値（ $R=1/200$ ）を超過する結果となっていたが、本マニュアル(P. 32, 67)では、独立塔型取水設備（取水塔）の耐震性能（損傷の修復を容易に行える状態）の要求性能として、「許容残留変位」を塔高の1/100と規定したことから、これに基づく評価を行うと以下のように許容値内に収まる結果となる。

【Case1 橋軸方向】

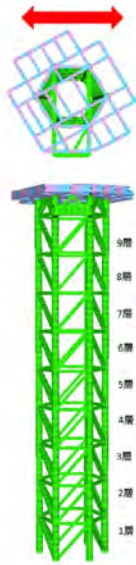
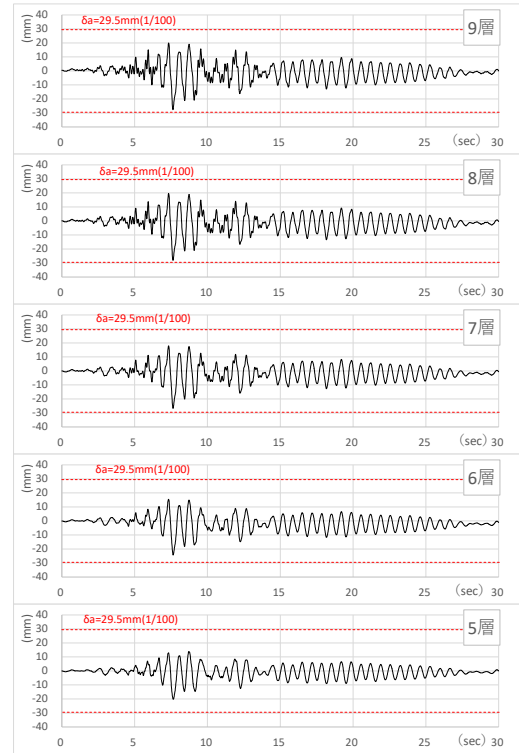
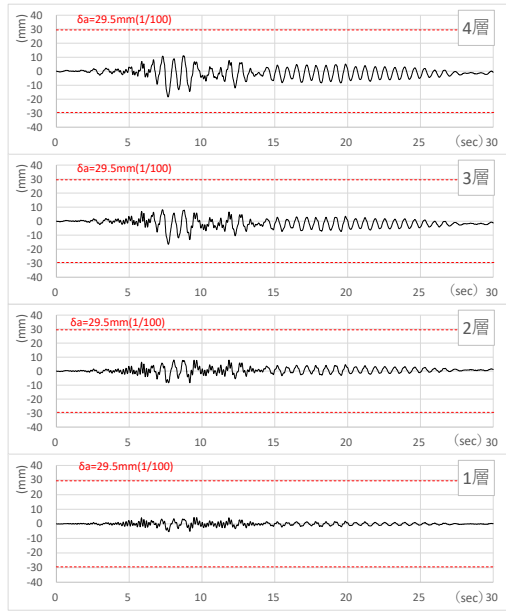


残留変位（層間変形角）の照査



層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δa (mm)	δ _{max} (mm)	δ _{max} /δa (-)	判定 (-)
1層	2950	1/100	29.50	7.43	0.25	OK
2層	2950	1/100	29.50	11.44	0.39	OK
3層	2950	1/100	29.50	14.03	0.48	OK
4層	2950	1/100	29.50	16.43	0.56	OK
5層	2950	1/100	29.50	20.14	0.68	OK
6層	2950	1/100	29.50	23.81	0.81	OK
7層	2950	1/100	29.50	26.42	0.90	OK
8層	2950	1/100	29.50	28.04	0.95	OK
9層	2950	1/100	29.50	27.83	0.94	OK

【Case2 橋軸直交方向】



残留変位(層間変形角)の照査

層 (-)	h (mm)	Ra (-)	δa (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\max}/\delta a$ (-)	判定 (-)
1層	2950	1/100	29.50	5.35	0.18	OK
2層	2950	1/100	29.50	8.33	0.28	OK
3層	2950	1/100	29.50	16.50	0.56	OK
4層	2950	1/100	29.50	18.41	0.62	OK
5層	2950	1/100	29.50	20.18	0.68	OK
6層	2950	1/100	29.50	24.30	0.82	OK
7層	2950	1/100	29.50	26.70	0.90	OK
8層	2950	1/100	29.50	28.20	0.96	OK
9層	2950	1/100	29.50	27.67	0.94	OK

残留変位(層間変位角)照査結果 (許容値 1/100)

【事例 1-3】鉄筋コンクリート製取水塔の照査例

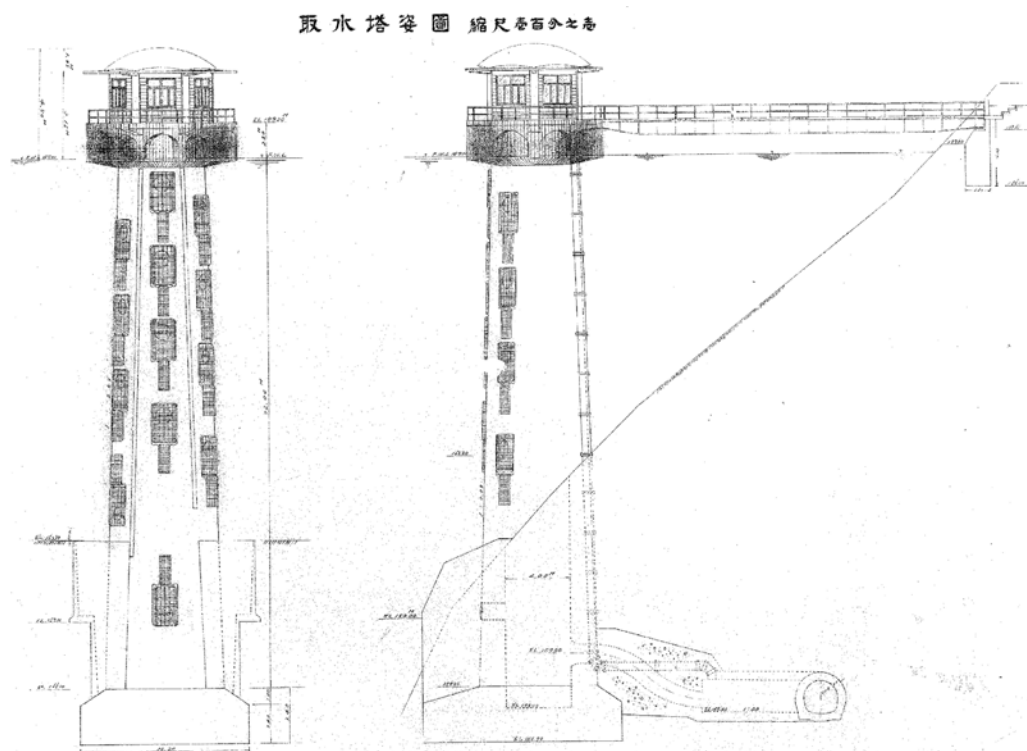
1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.1.3-1 施設諸元

型式	円形独立直立型（RC）
取水方式	選択取水方式（洪水吐兼用）
全高	H=34.2m
取水孔	13 門（円形孔口、 $\phi 1.0\text{m}$ スルースゲート）
内径・外径	内径 4.0m、外径 5.2～7.32m
取水量	常時 $2.2\text{m}^3/\text{s}$ 、非常時 $5.0\text{m}^3/\text{s}$

<構造概要>



<全景写真>



2. 照査基準の設定

本検討においては、以下のように限界状態を設定し、照査することとした。

- ・レベル2地震動に対する耐震性能は「限定された損傷に留める」ものとする。
- ・RC構造の塔体の破壊モードについて、動的解析に先立ってプッシュオーバー解析を実施し、塔体の破壊モードを判定し、部材の曲げ降伏よりもせん断破壊が先に生じることを確認し、「せん断破壊先行型」として評価し、せん断に対する照査を行う。
- ・部材の曲げ降伏は、下図の応力－ひずみ曲線の降伏点より判定、せん断耐力は「設計基準 頭首工」により設定した。

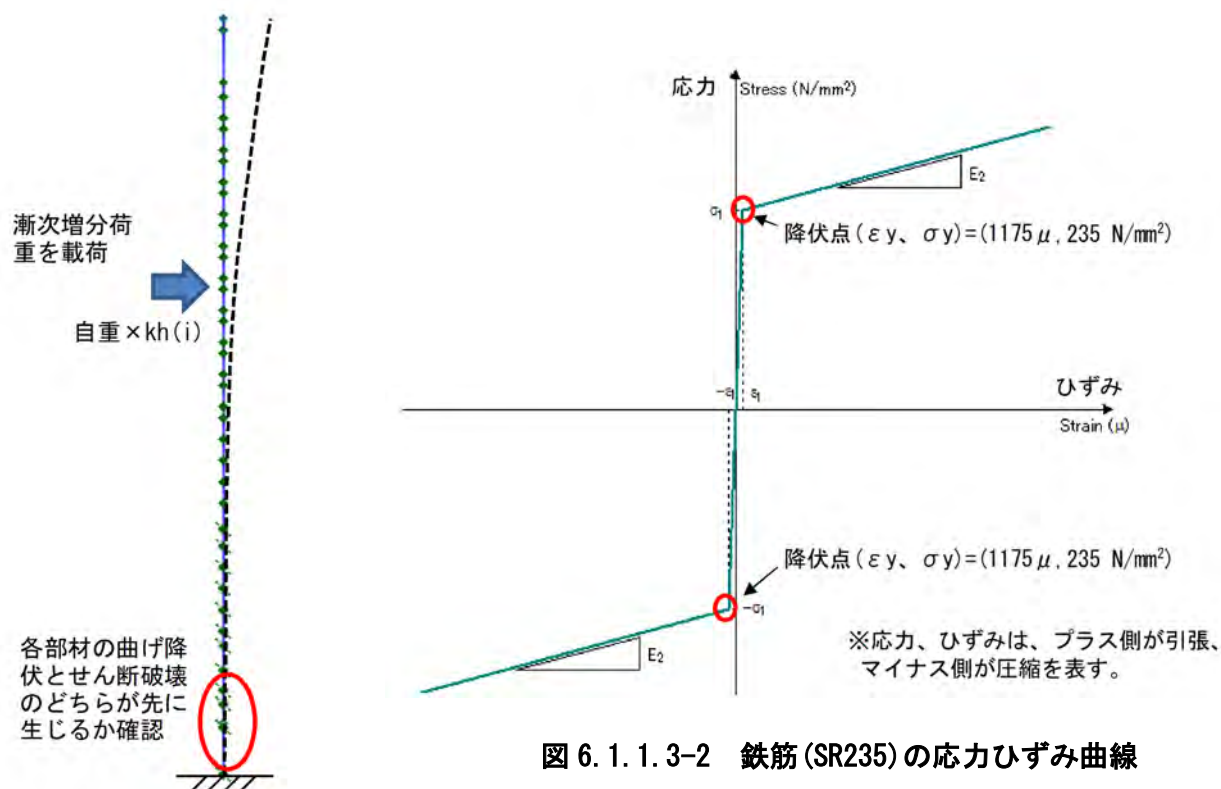


図 6.1.1.3-2 鉄筋 (SR235) の応力ひずみ曲線

図 6.1.1.3-1 プッシュオーバー解析の概要

3. 解析に用いるレベル 2 地震動

解析に用いる想定地震波は、タイプ 1（プレート境界型）とタイプ 2（内陸活断層型）地震波形とし、地震波をモデルの下端部から入力した。

加振方向は X 軸方向（正面方向）と Z 軸方向（側面方向）の 2 ケースとした。

【レベル 2 地震動】

表 6.1.1.3-2 解析ケース

地震波形	加振ケース	貯水条件	備考
内陸型地震	正面方向	貯水あり (F. W. L.)	塔内は空虚
		貯水なし	
	側面方向	貯水あり (F. W. L.)	塔内は空虚
		貯水なし	
プレート型地震	正面方向	貯水あり (F. W. L.)	塔内は空虚
		貯水なし	
	側面方向	貯水あり (F. W. L.)	塔内は空虚
		貯水なし	

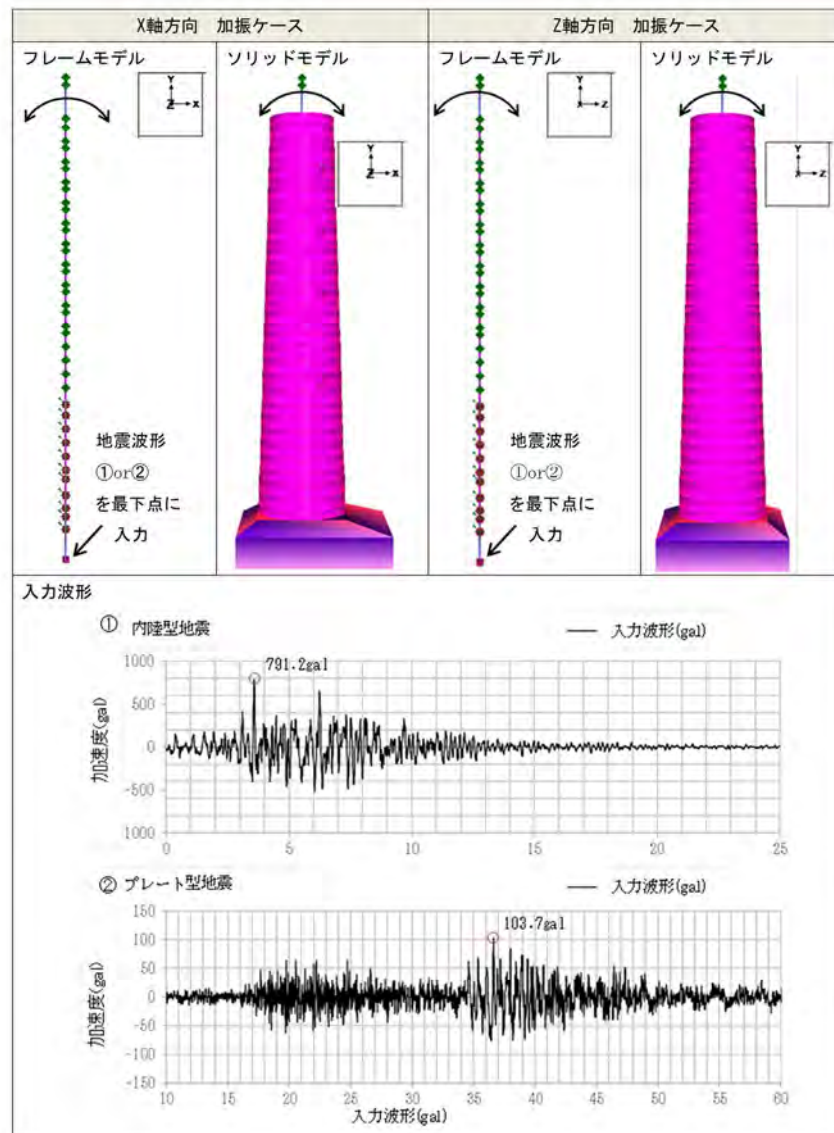


図 6.1.1.3-3 レベル 2 地震動の入力と加振ケース

4. 解析モデルの作成・解析条件

(1) 解析モデル

取水塔の耐震計算のための力学モデルは、以下のように作成した。

- ・ 解析モデルは、塔体の円筒断面を梁要素で表現したモデルとした。
(地震時には、塔の長手方向の応力が卓越)
- ・ 本モデルは、断面不変（平面保持）を仮定しているが、3次元構造を詳細に表現できる FEM モデルとの比較により、本仮定が概ね妥当であることを確認した。
- ・ レベル2 地震動を入力した場合は、コンクリート及び鉄筋材料の非線形特性を考慮した非線形解析を実施する。その際は、軸力変動を考慮するため、ファイバーモデルを適用する。
- ・ フーチング部の地山による拘束効果は、地盤ばねにより表現。ばねは、塔の側方及び平面への変位に対しては抵抗するが、前面の変位に対しては抵抗しないような特性とした。
なお、地盤ばねのばね定数は、ダム基礎岩盤の水平載荷試験結果をもとに計算した。
- ・ 連絡橋は、その重量のみを考慮し、解析モデルには含めない。

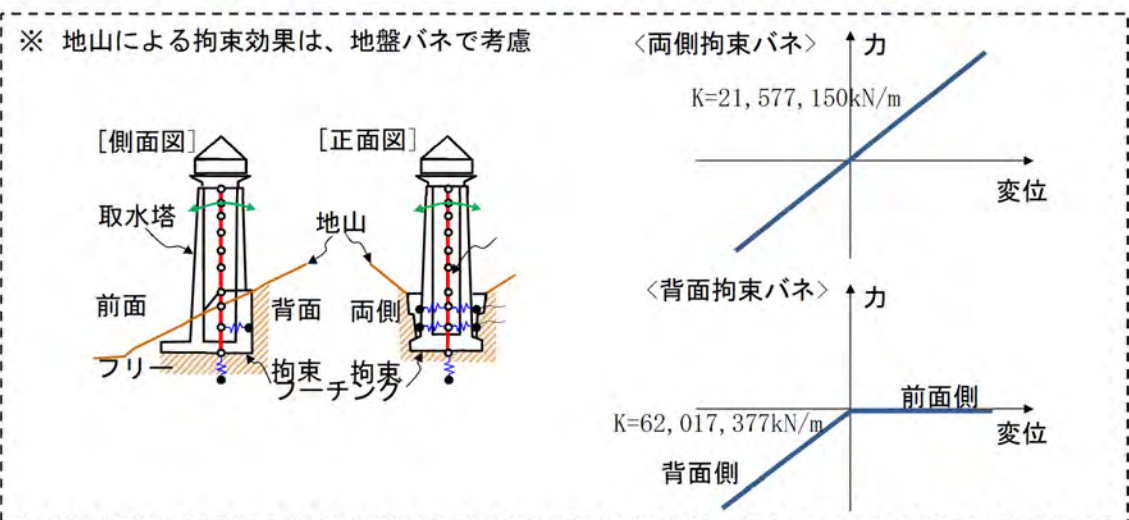
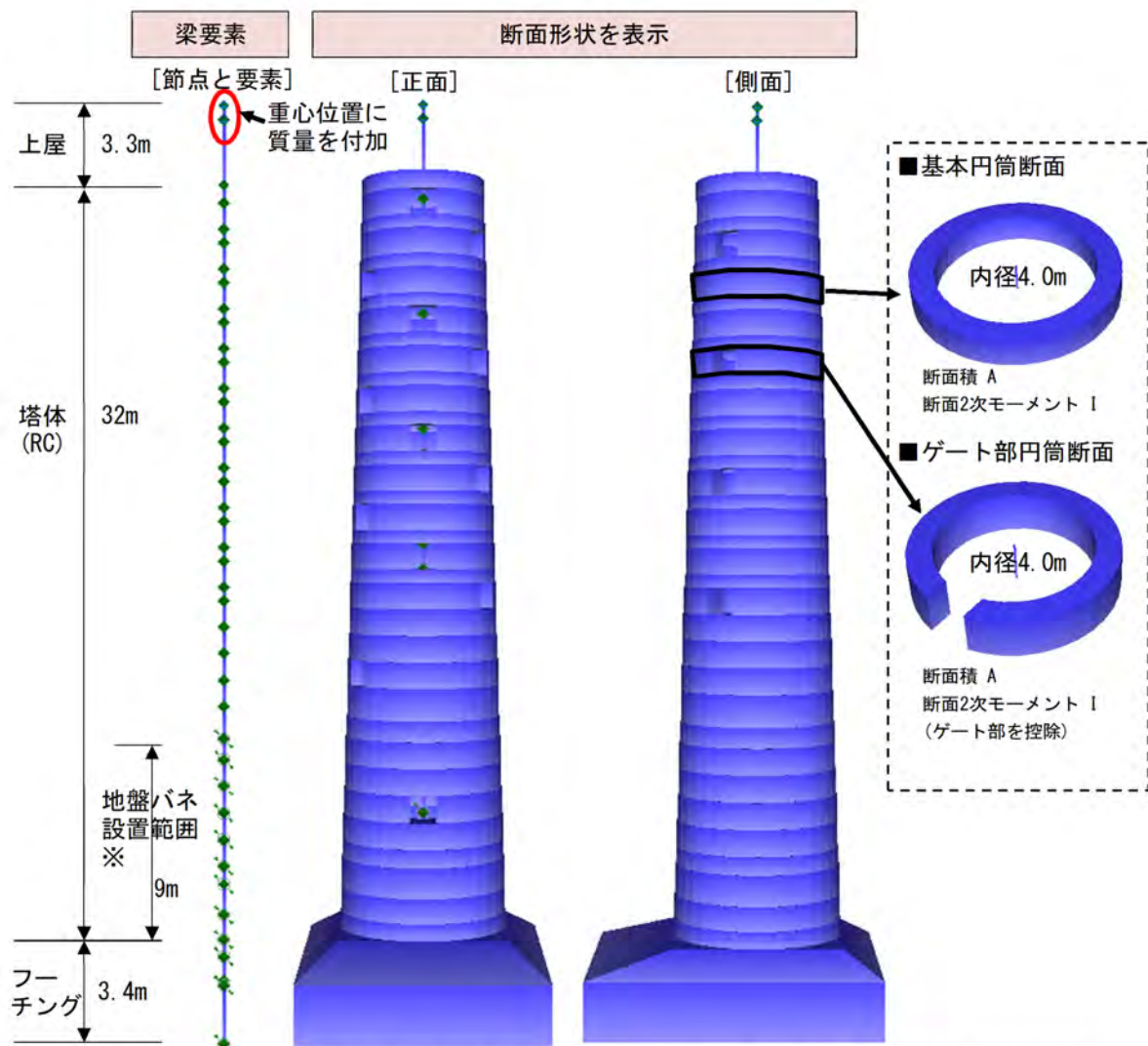


図 6.1.1.3-4 C ダム取水塔の解析モデル

(2) 作用荷重

重量及び荷重条件を考慮し、自重、積算物による慣性力を作用させた。

また、貯水ありのケースでは、貯水による静水圧と地震時動水圧を以下のように作用させた。

- ・ 静水圧は、円筒断面の外側からの圧力 P に対して、以下のように断面に作用する応力を求め、断面当たりの軸力として、梁要素に作用させた。

水圧 P による長手方向の応力 σ

$$\sigma = P \times \pi/4 \times D^2 / (\pi \times D \times t) = P \times D/4t$$

ここで、 D : 内空の直径、 t : 肉厚

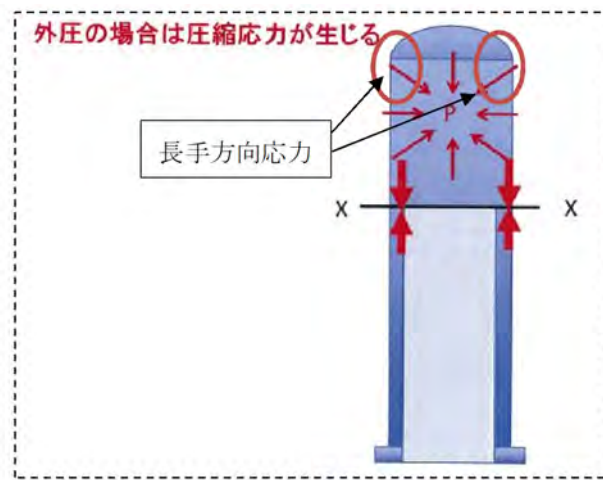


図 6. 1. 1. 3-6 塔に作用する圧力と長手方向の応力

- ・ 地震時動水圧は、以下のウェスタガードの補正式をもとに、各節点の付加質量を求めて、作用させた。

ウェスタガードの補正式

$$p_{(z)} = \beta \frac{7}{8} \gamma_w k_h \sqrt{H \cdot z}$$

ここに、 $p_{(z)}$: 水深 z における地震時動水圧強度 (kN/m²)

γ_w : 内水の単位体積重量 (kN/m³)

k_H : 水平震度

H : 水槽の水深 (m)

β : 水槽の幅と水深の比 (β/H) による補正係数 (表 6. 1. 1. 3-3 参照)

ウエスタガードの補正式による動水圧分布を下图 6. 1. 3-7 に示す。

表 6. 1. 1. 3-3 β の値

B/H	β
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996
∞	1.000

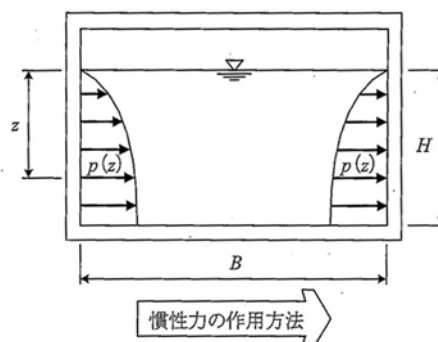


図 6. 1. 1. 3-7 動水圧分布図(ウエスタガードの補正式)

(3) 固有値解析

作成したモデルに設定した荷重（自重、積載物重量、付加重量）を入力し、固有値解析を実施した。以下にその結果を示す。

対象施設の卓越するモード次数は、X 軸方向（正面）は 2 次及び 12 次、Z 軸方向（側面）は 1 次と 8 次となった。

表 6.1.1.3-4 固有値解析結果一覧

貯水あり				貯水なし			
次数	固有周期 (s)	有効質量比(%)		次数	固有周期 (s)	有効質量比(%)	
		X	Z			X(正面)	Z(側面)
1次	0.256	0.0	27.6	1次	0.248	0.0	27.6
2次	0.188	20.1	0.0	2次	0.183	20.3	0.0
3次	0.062	0.0	0.0	3次	0.061	0.0	0.0
4次	0.060	0.0	14.8	4次	0.057	0.0	14.7
5次	0.043	8.6	0.0	5次	0.041	8.7	0.0
6次	0.025	0.0	26.4	6次	0.025	0.0	0.0
7次	0.025	0.0	1.1	7次	0.024	0.0	26.4
8次	0.020	0.0	30.0	8次	0.019	0.0	31.0
9次	0.018	3.0	0.0	9次	0.017	3.1	0.0
10次	0.013	0.0	0.0	10次	0.013	0.0	0.0
11次	0.012	0.0	0.2	11次	0.012	0.0	0.2
12次	0.012	54.2	0.0	12次	0.011	53.8	0.0

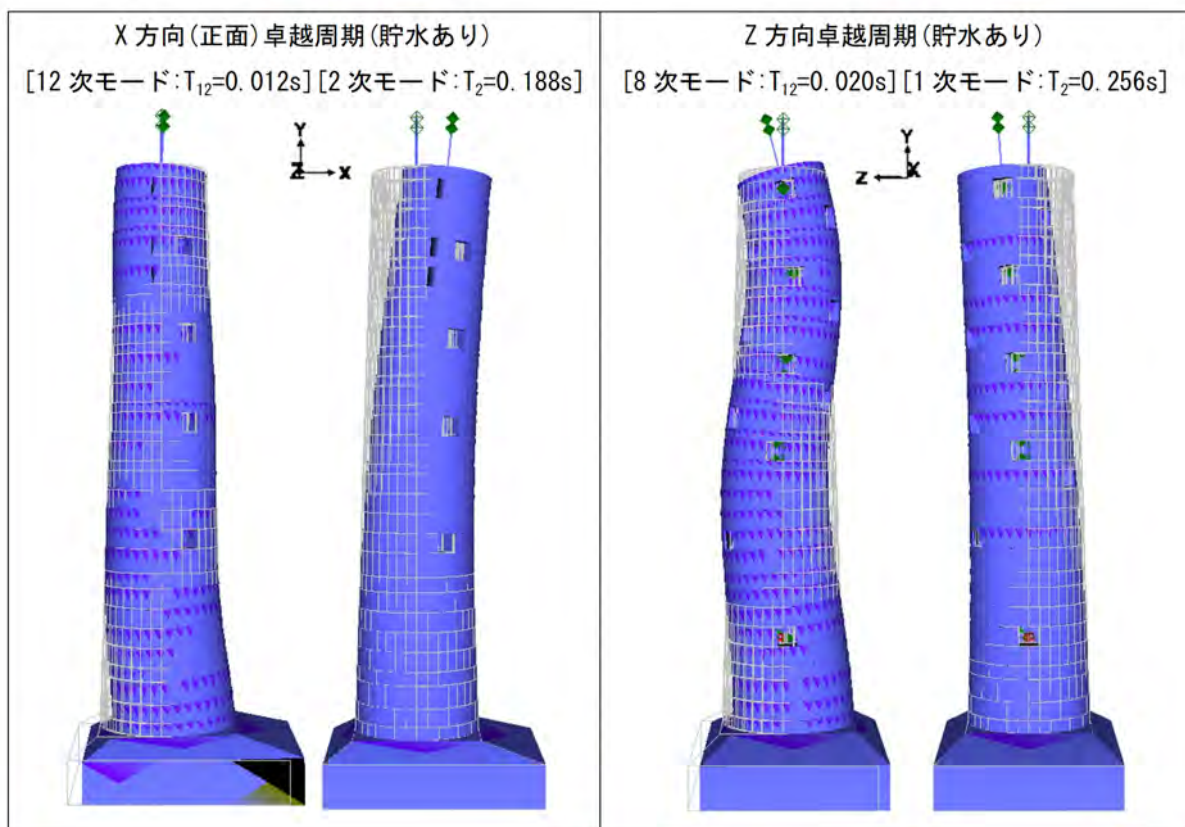


図 6.1.1.3-8 C ダム取水塔の主な変形モード(貯水あり)

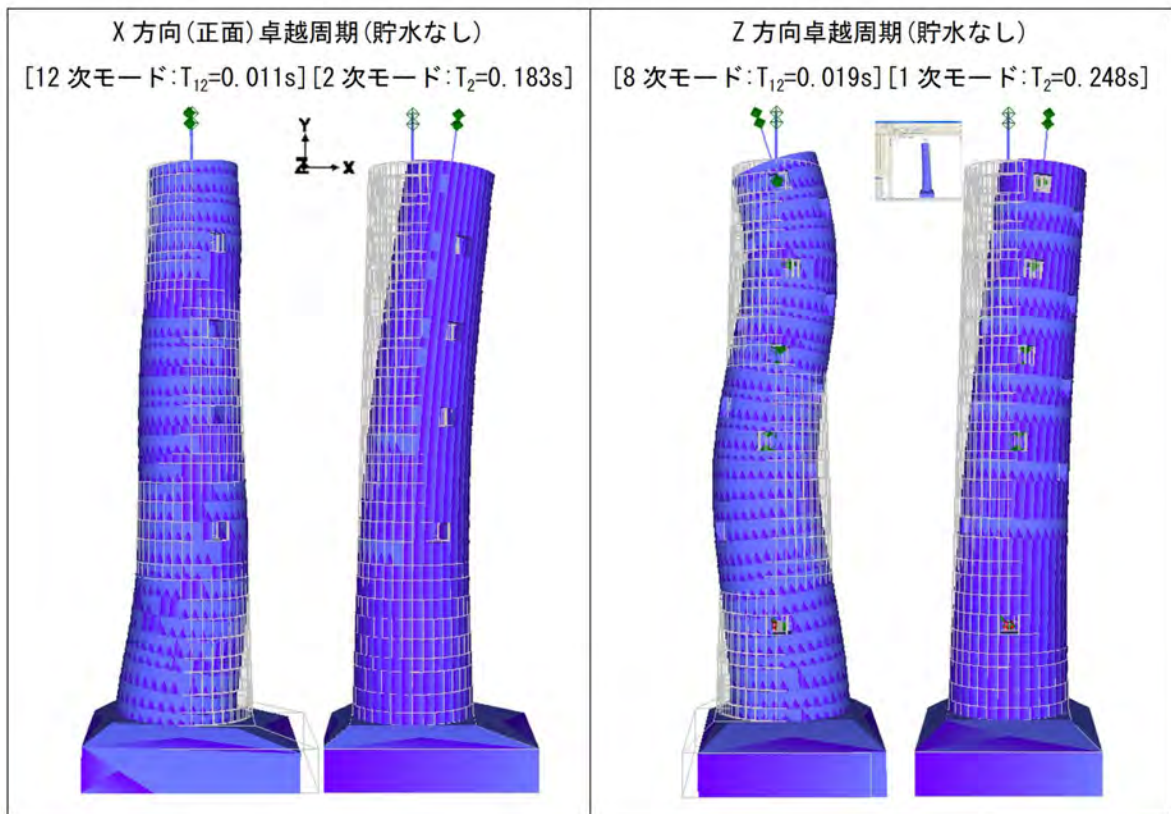


図 6.1.1.3-9 C ダム取水塔の主な変形モード (貯水なし)

6. 耐震性能照査結果

(1) 破壊モードの判定

レベル2地震動に対する耐震性能照査に先立って、塔体の破壊モード（曲げ破壊先行型 or せん断破壊先行型）を判定するため、プッシュオーバー解析を実施した。

プッシュオーバー解析の概要を示す。梁モデルに作用させる水平荷重を逐次増分し、部材の曲げ降伏とせん断破壊のどちらが先に生じるか確認した。

ここで、部材の曲げ降伏は、応力-ひずみ曲線の降伏点より判定した。せん断耐力は、次ページに示す方法で求めた。

プッシュオーバー解析の結果、部材の曲げ降伏よりもせん断破壊が先に生じることを確認した。

したがって、本構造物の破壊形態は、「せん断破壊先行型」であることが分かった。

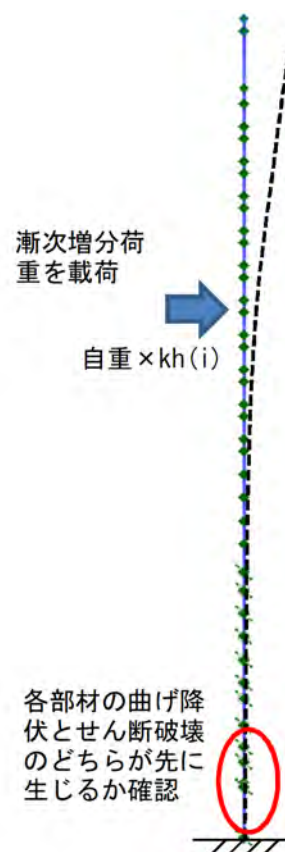


図 6.1.1.3-10 プッシュオーバー解析の概要

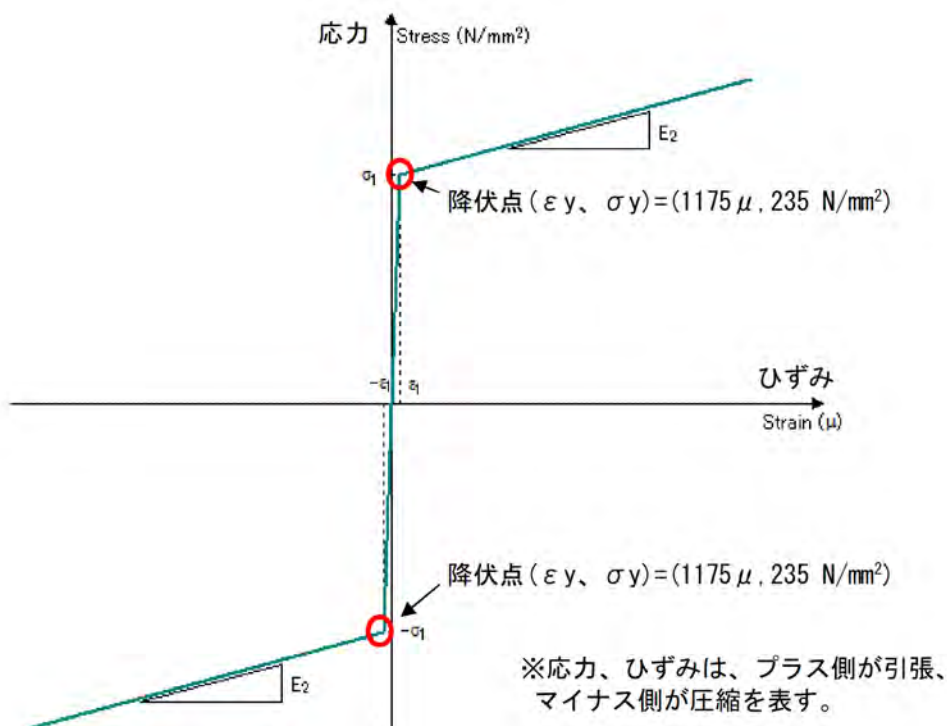


図 6.1.1.3-11 鉄筋(SR235)の応力ひずみ曲線

(2) レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の結果

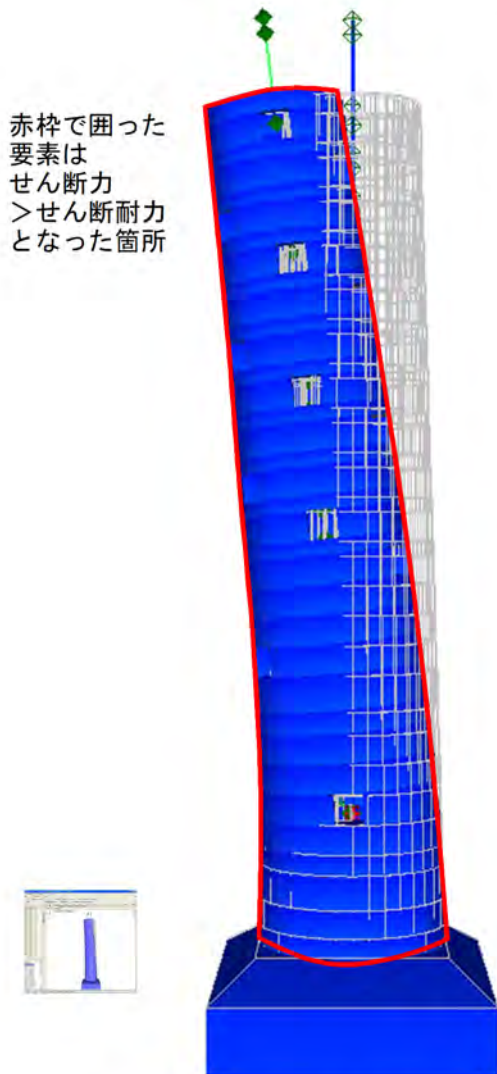
レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の結果を以下に整理して示す、前述のプッシュオーバー解析の結果より、本構造物の破壊モードは、せん断破壊先行型であるため、以下にせん断に対する照査の結果を示す。

今回想定した内陸直下型の地震に対しては、塔体に発生するせん断力が耐力を上回ることが明らかとなった。一方、プレート境界型の地震に対しては、X 方向（正面）からはせん断力はせん断耐力以内に収まるが、Z 方向（側面）からの場合にはせん断耐力を超過することが明らかとなった。

なお、参考までに、塔頂部の変位は最大で 6.3cm となり、塔の高さの 1/100（塔高さ 32m/100=0.32m）以内に収まった。

表 6.1.1.3-5 せん断耐力照査結果

要素番号	せん断力S(kN/m ²)	せん断耐力PS(kN/m ²)
135	1643.3	749.5
134	2085.9	761.0
133	2474.8	792.5
132	2386.0	807.7
131	2912.4	828.2
130	2565.9	822.2
129	3305.6	860.7
128	3600.7	870.0
127	3875.3	998.9
126	3603.9	997.8
125	4392.9	1035.9
124	4012.0	1050.4
123	4845.4	1138.4
122	4997.3	1143.3
121	5041.6	1176.3
120	4376.6	1178.5
119	5236.4	1225.3
118	4538.0	1222.2
117	5496.2	1263.5
116	6036.2	1272.0
115	6399.8	1557.0
114	5571.3	1626.4
113	6741.3	1745.4
112	7515.2	1816.7
111	6870.2	1820.7
110	7664.4	1961.4
109	8308.7	2001.1
108	9231.3	2104.1
107	10266.2	2146.8
106	9940.3	2156.8
105	11315.3	2303.1
104	10696.0	2347.7
103	5235.6	2395.3
102	6420.4	2437.3
101	5743.5	2472.4



注) 背景がオレンジ色の箇所はせん断力 S がせん断耐力 PS をオーバーした要素

イラストは、最大せん断力発生時の変形を実際の 50 倍で表示 (内陸型 Z 方向 貯水あり)

図 6.1.1.3-12 C ダム取水塔の解析結果 (レベル 2 地震動)

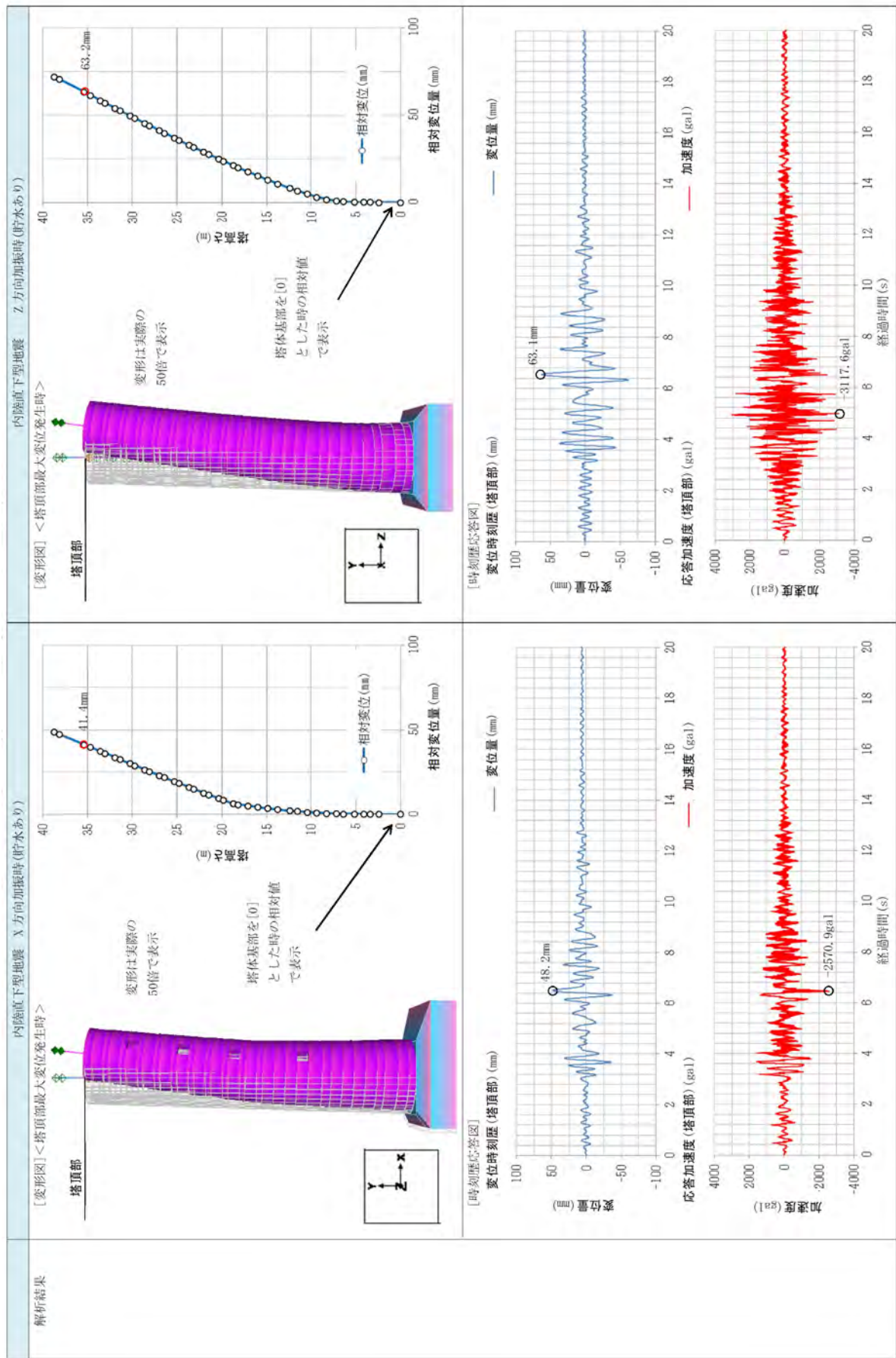


図 6.1.1.3-13 内陸直下型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水あり)

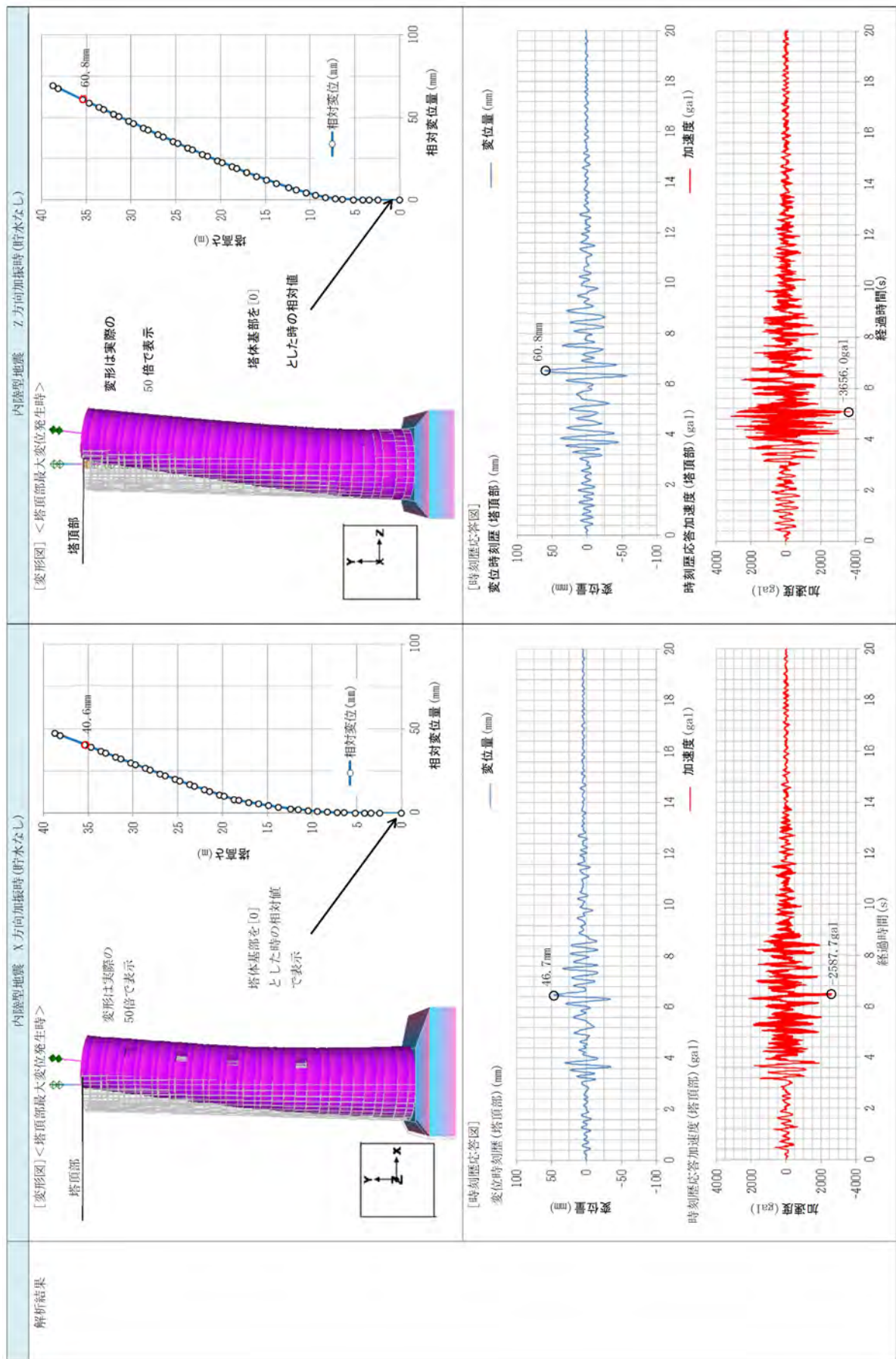


図 6.1.1.3-14 内陸直下型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水なし)

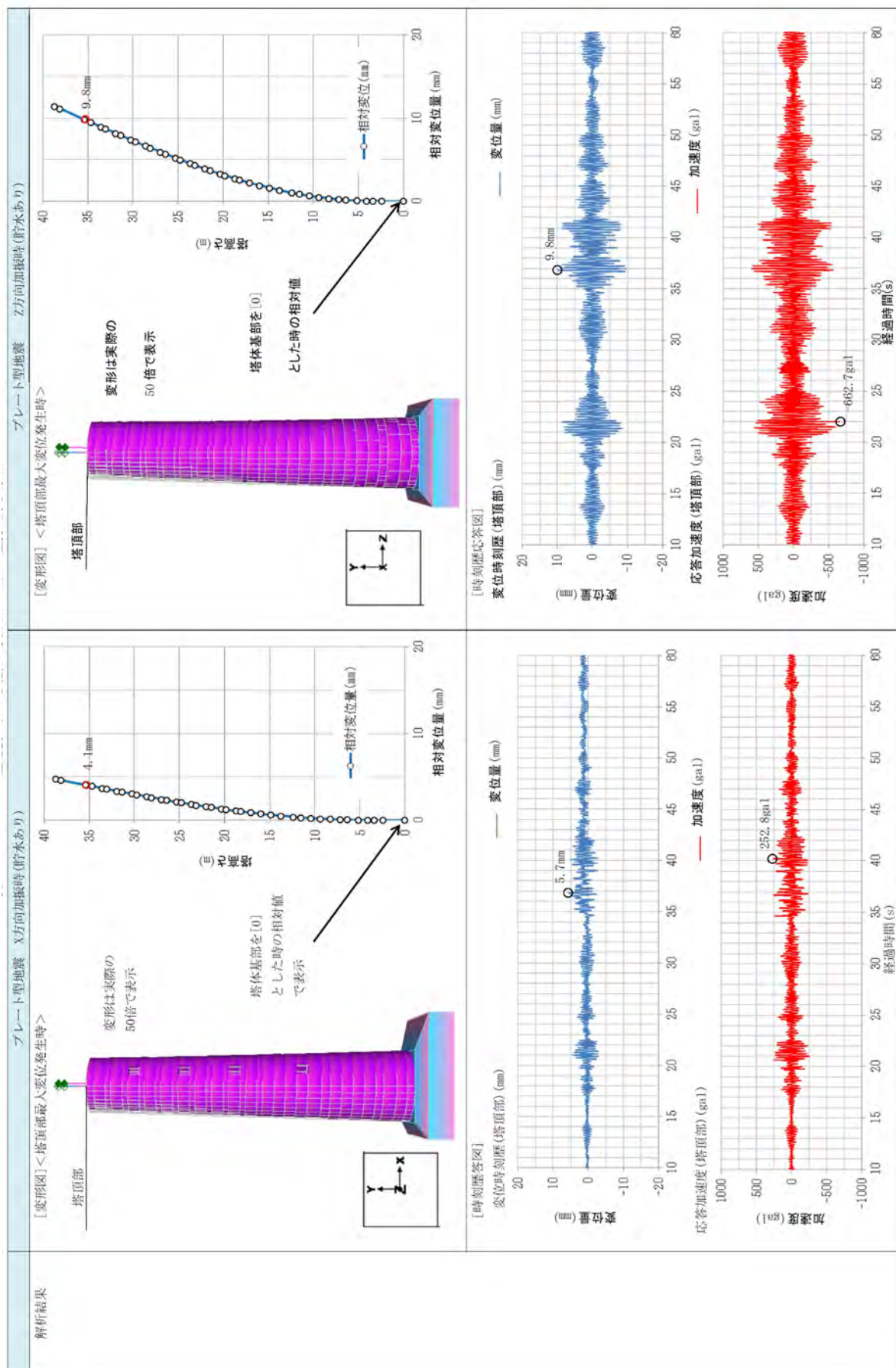
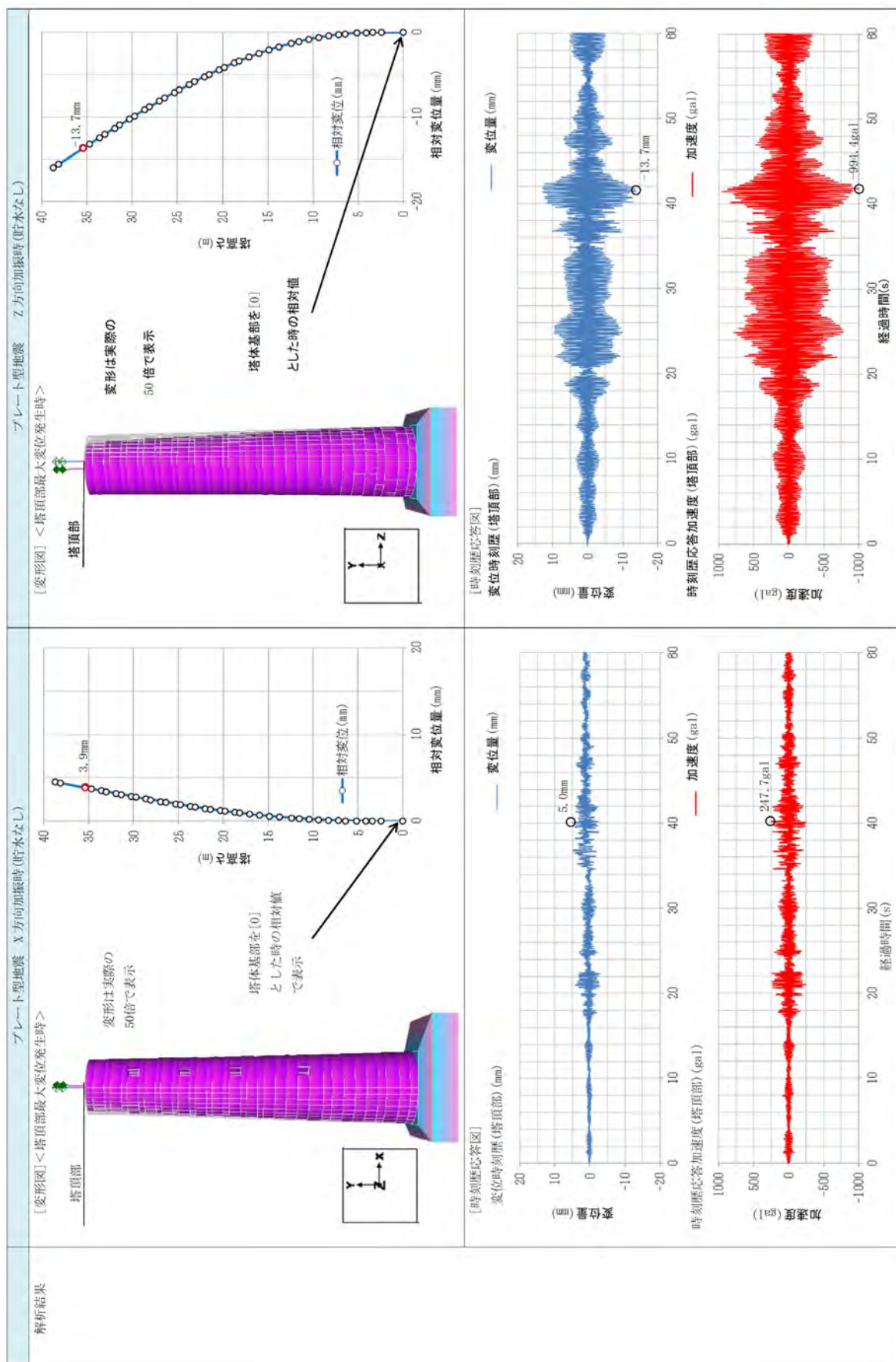


図 6.1.1.3-15 プレート型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水あり)



6.1.2 洪水吐ゲートの耐震性能照査事例

レベル 2 地震動に対する洪水吐ゲートの耐震照査事例を示す。

【事例 2-1】ラジアルゲートの照査例

【事例 2-1】ラジアルゲートの照査例

1. 検討概要

洪水吐ゲートの耐震設計においては、ダム本体の線形動的解析結果より得られたゲートに作用する動水圧を設計荷重として耐震照査を行う。以下に検討概要を示す。

(本検討では、ゲートの耐震照査と併せて、堤体についても解析を実施しているが、その内容は割愛する)

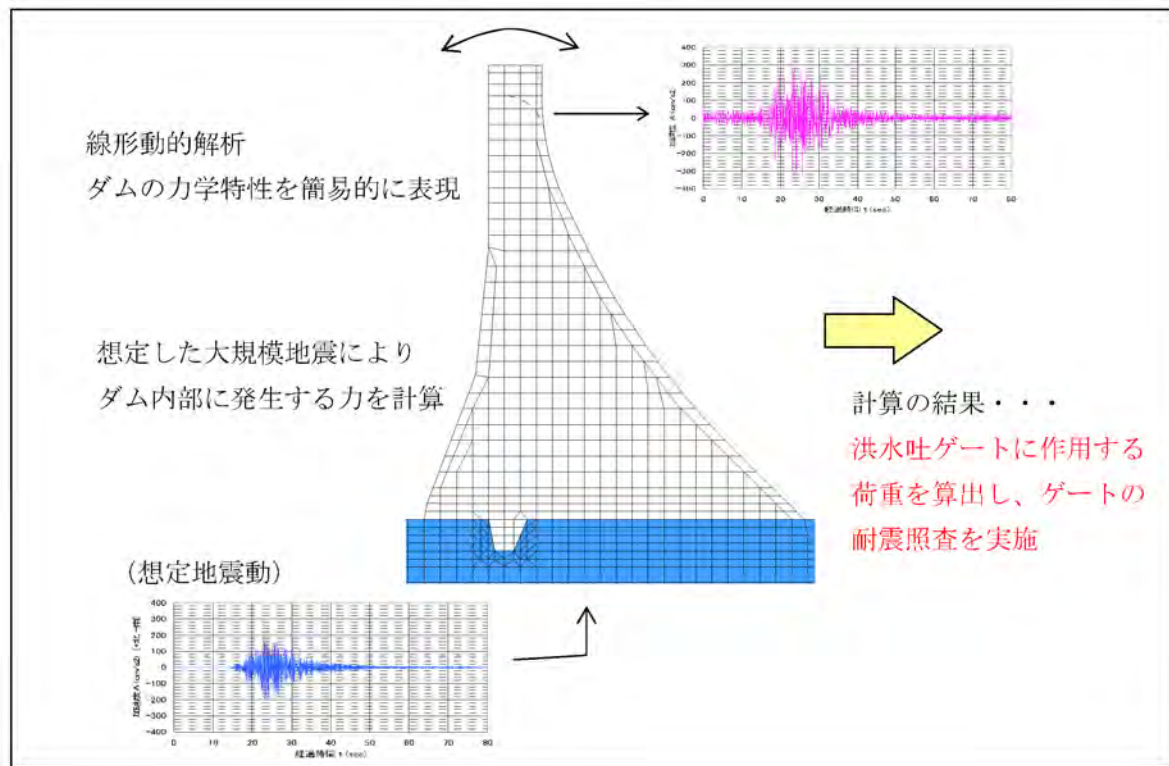


図 6.1.2-1 クレストゲートの耐震性能検討概要

2. 解析に用いるレベル2地震動

解析に用いる想定地震波（ダム堤体基礎への入力地震動）は以下のように設定した。

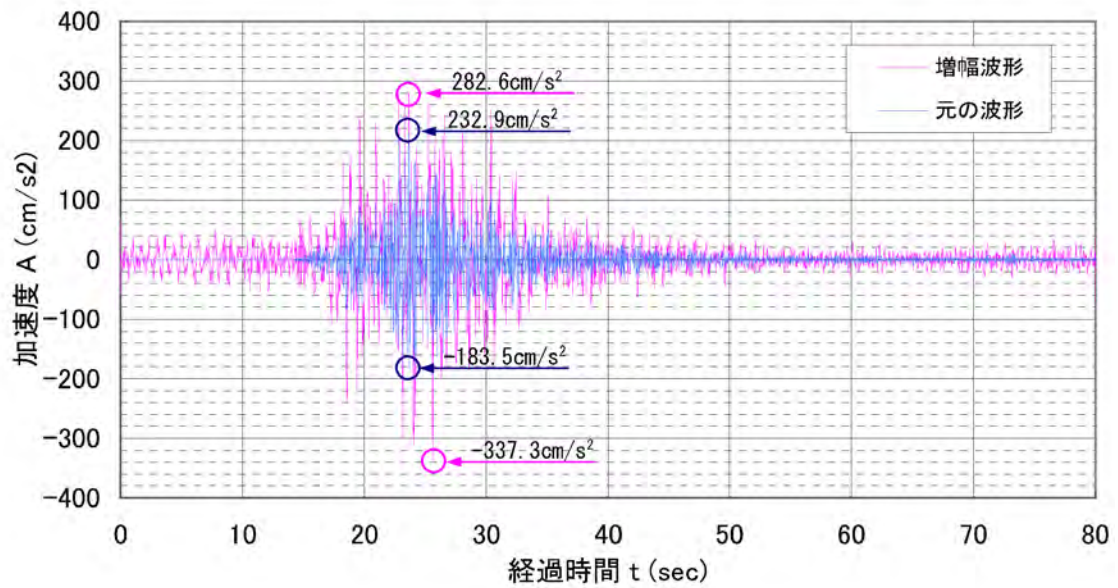


図 6.1.2-2 安全照査用の増幅波形（レベル2地震動）

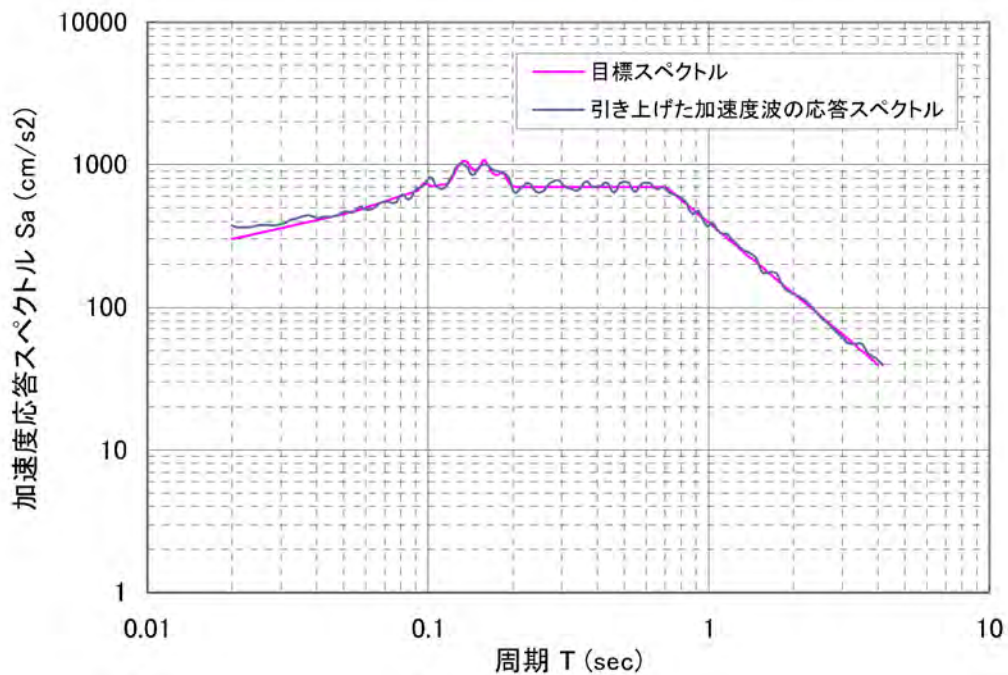


図 6.1.2-3 照査用波形の加速度応答スペクトル

3. 解析モデルの作成

堤体モデルは、2次元モデルとして作成した。

また、洪水吐モデルは3次元モデルで作成し、左右対称の構造であるため、半断面モデルとした。

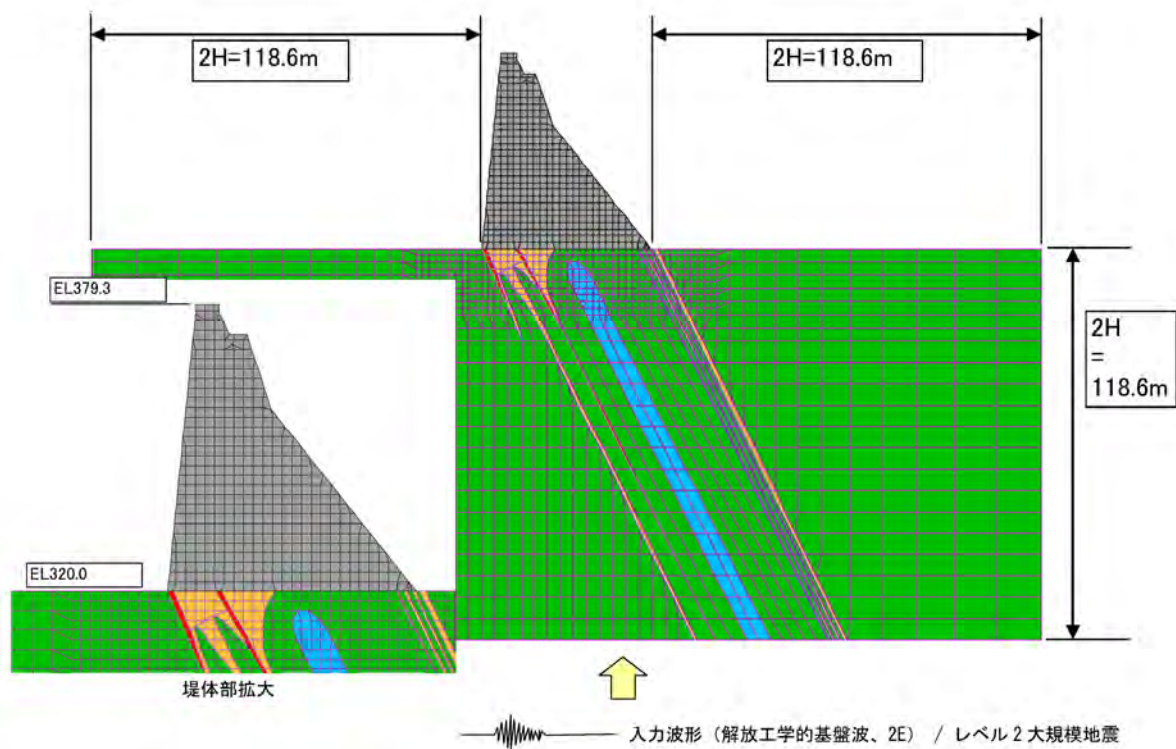


図 6.1.2-4 全体モデル図

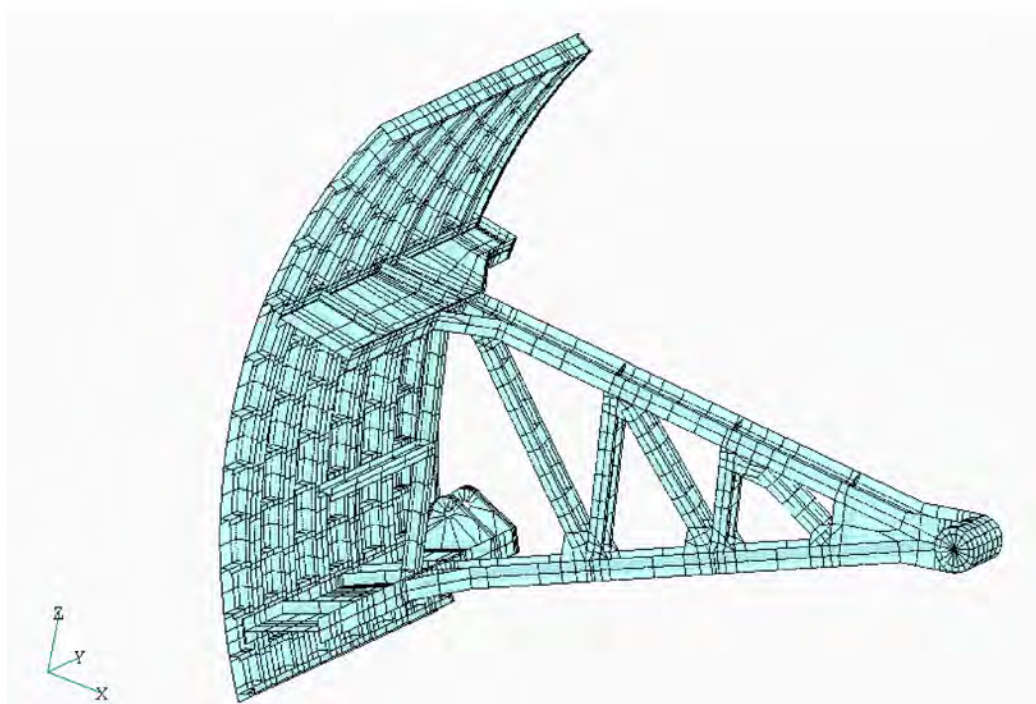


図 6.1.2-5 洪水吐ゲートモデル図

4. 地震応答解析の条件

洪水吐ゲートに作用する動水圧は、全体モデルを用いた解析結果より算定し、下図のように設定した。

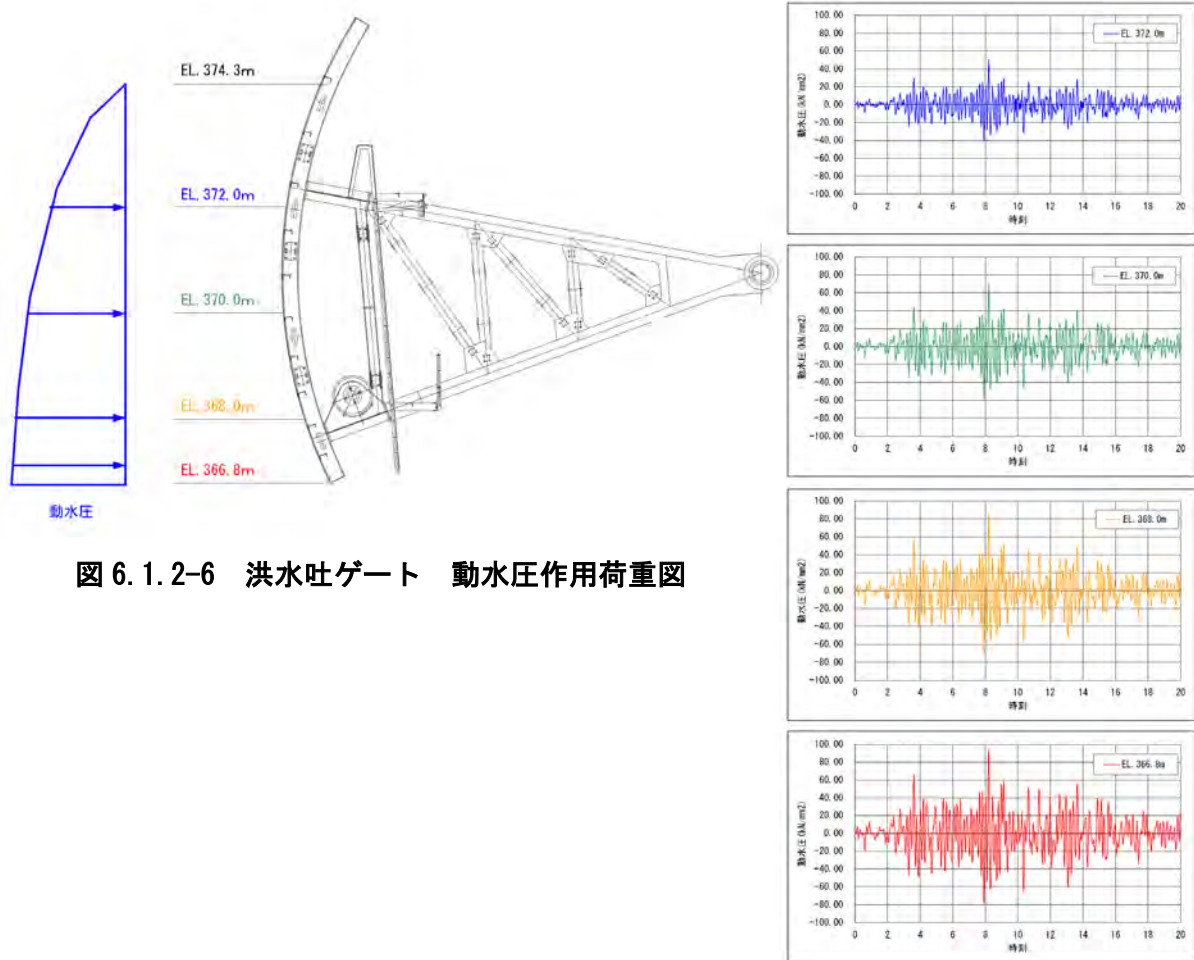


図 6.1.2-6 洪水吐ゲート 動水圧作用荷重図

図 6.1.2-7 応答加速度時刻歴
(標高毎)

5. 解析結果

(1) 固有値解析

洪水吐ゲートモデルにおける固有周期 T (s) 及び固有振動数 $f = 1/T$ (Hz) を求めるため、固有値解析を実施した。解析の結果を表 6. 1. 2-1 に示す。

高次モードが卓越する結果となっている。

表 6. 1. 2-1 最大断面の固有周期と固有振動数

次数	固有円振動数 (rad/s)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)		X	Y	Z
1	98.702	15.709	0.064	刺激係数	-0.0360	0.0003	0.0522
				有効質量	0.0013	0.0000	0.0027
				有効質量比	0.0629	0.0000	0.1326
2	140.572	22.373	0.045	刺激係数	0.0311	-0.0003	0.0900
				有効質量	0.0010	0.0000	0.0081
				有効質量比	0.0470	0.0000	0.3939
3	152.616	24.290	0.041	刺激係数	-0.0052	0.0008	-0.0182
				有効質量	0.0000	0.0000	0.0003
				有効質量比	0.0013	0.0000	0.0160
4	161.486	25.701	0.039	刺激係数	-0.0283	-0.0005	-0.0043
				有効質量	0.0008	0.0000	0.0000
				有効質量比	0.0389	0.0000	0.0009
5	175.775	27.975	0.036	刺激係数	0.0528	0.0015	0.0225
				有効質量	0.0028	0.0000	0.0005
				有効質量比	0.1351	0.0001	0.0247
6	230.156	36.630	0.027	刺激係数	-0.0339	0.0060	0.0321
				有効質量	0.0011	0.0000	0.0010
				有効質量比	0.0556	0.0018	0.0501
7	232.998	37.083	0.027	刺激係数	-0.0047	-0.0070	-0.0174
				有効質量	0.0000	0.0000	0.0003
				有効質量比	0.0011	0.0024	0.0147
8	239.636	38.139	0.026	刺激係数	0.0984	0.0003	-0.0192
				有効質量	0.0097	0.0000	0.0004
				有効質量比	0.4701	0.0000	0.0180
9	263.067	41.868	0.024	刺激係数	-0.0026	-0.0416	0.0075
				有効質量	0.0000	0.0017	0.0001
				有効質量比	0.0003	0.0855	0.0028
10	317.942	50.602	0.020	刺激係数	0.0254	-0.0295	0.0057
				有効質量	0.0006	0.0009	0.0000
				有効質量比	0.0314	0.0429	0.0016

*1 水平方向並進成分。有効質量比 m' が大きい次数の振動系の揺れが卓越する。

この表では、10 次まで示したが、振動に対する全自由度（全次数=全節点数）の有効質量比の合計は 100%となる。

(2) 静的解析結果

動的解析を実施する前に、貯水による静的な载荷解析を行い、地震前の応力分布を算定し、動的解析の初期条件として設定する。

静的解析においては、動的解析と同じ有限要素モデルを使用した。

静的解析の結果を表 6.1.2-2 及び図 6.1.2-8 に示す。合成応力の最大値は縦桁の 87.8 N/mm^2 であり、鋼材 (SUS304) の許容応力度 (105 N/mm^2) 以下であることを確認した。

表 6.1.2-2 最大合成応力一覧（静的解析）

部位	TOP (N/mm^2)	BOTTOM (N/mm^2)
扉体	40.2	33.7
脚柱	83.7	72.0
横桁	76.0	64.6
縦桁	87.8	75.7
トラニオンピン	18.9	

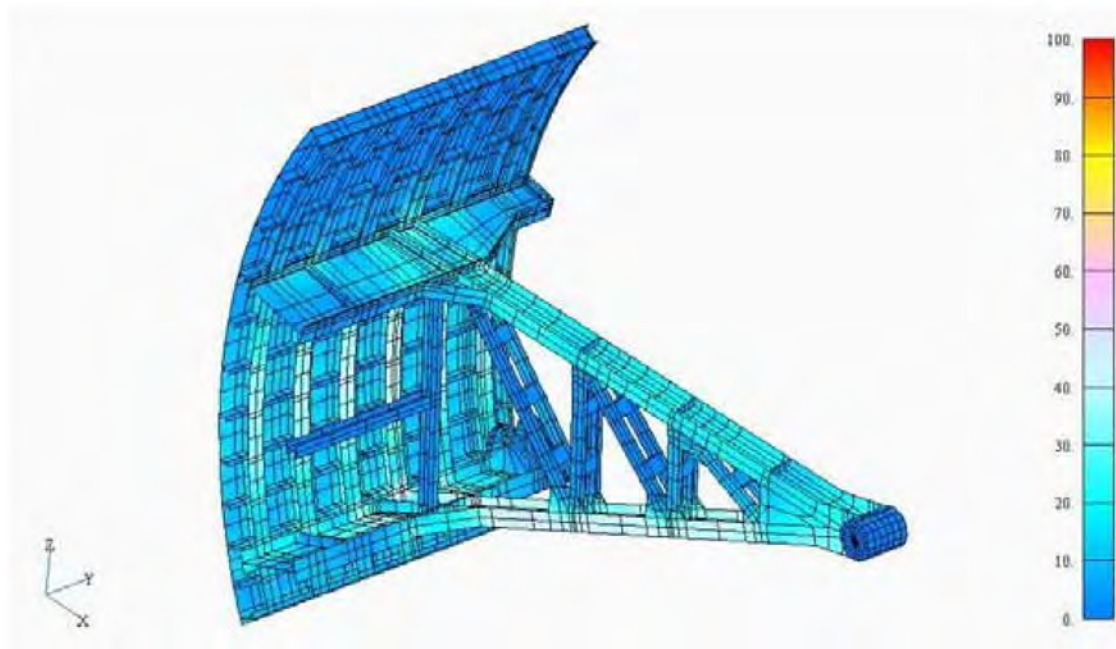


図 6.1.2-8 合成応力分布図

(3) 動的解析結果

1) 塑性化（合成応力度）の照査

動的解析の結果を表 6. 1. 2-3 及び図 6. 1. 2-9～図 6. 1. 2-10 に示す。

各部材の塑性化（降伏）に対する照査は、部材毎の合成応力度を比較して実施する。最大合成応力は縦桁部の 207.0 N/mm^2 であり、鋼材(SS)の降伏応力度 (235 N/mm^2) 以下である。また、扉体の最大合成応力は 63.7 N/mm^2 であり、鋼材(SUS)の降伏応力度 (205 N/mm^2) 以下であるため、レベル 2 地震時においても構造部材の降伏（塑性化）は生じないと判断できる。

表 6. 1. 2-3 最大合成応力一覧（動的解析）

部位	TOP (N/mm^2)	BOTTOM (N/mm^2)	備 考
扉体	63.7	70.0	< 205 (SUS)
脚柱	174.0	152.3	< 235 (SS)
横桁	183.1	155.9	< 235 (SS)
縦桁	207.0	169.4	< 235 (SS)
トラニオンピン	46.1		

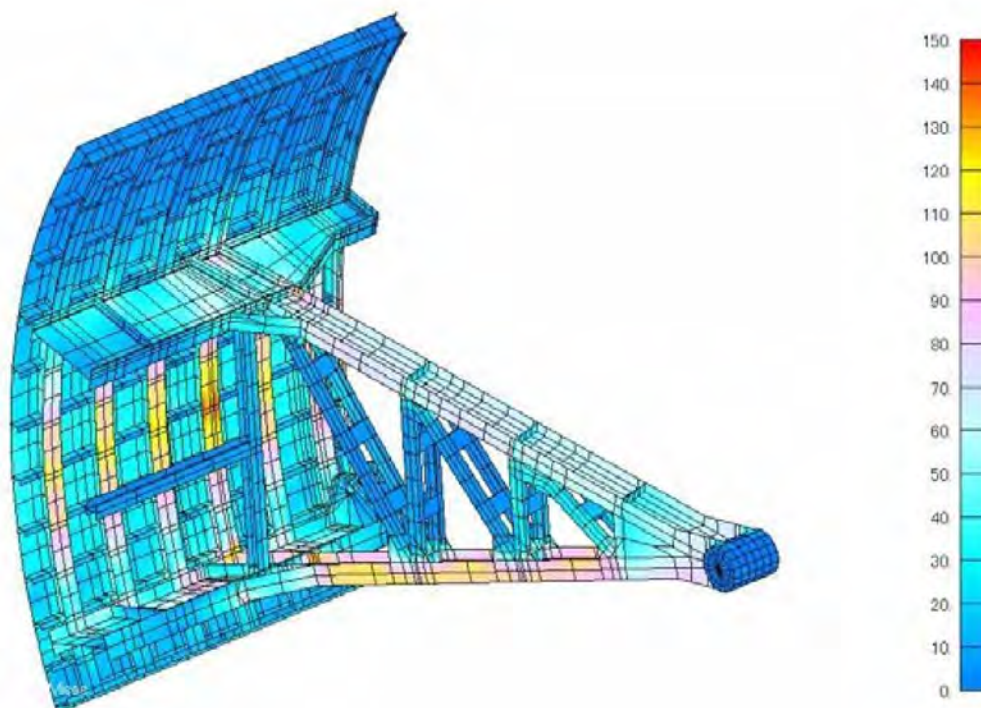
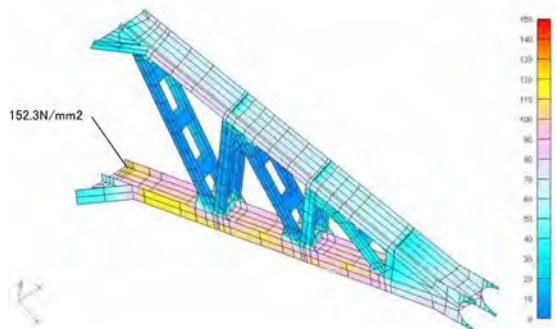
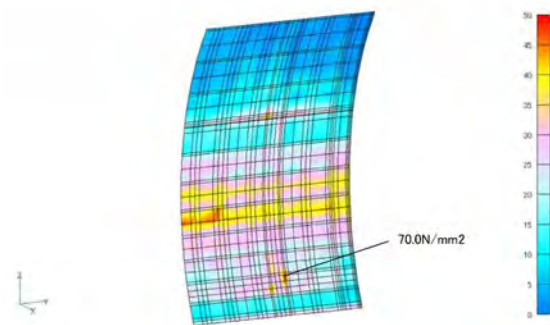
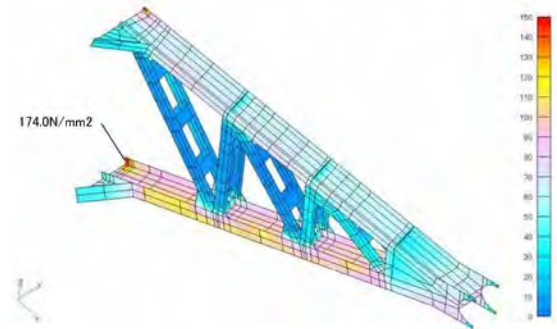
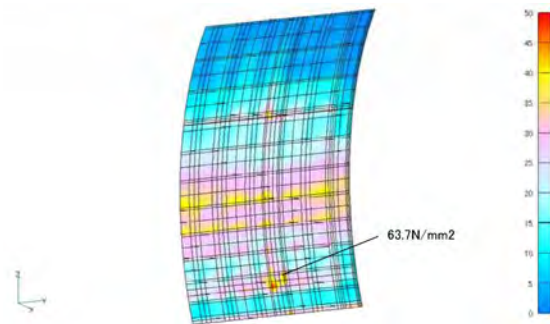
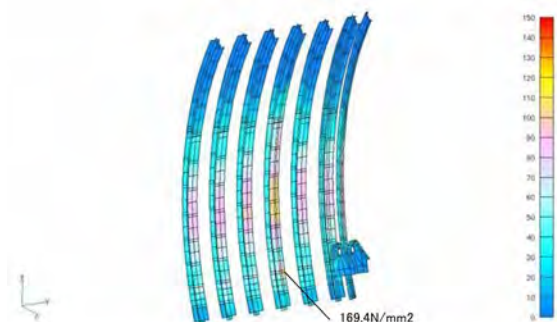
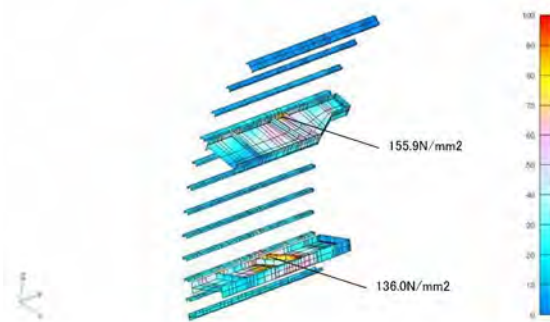
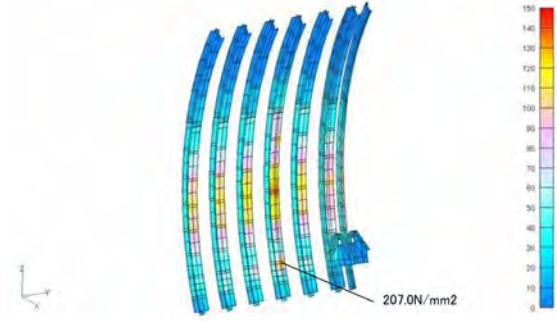
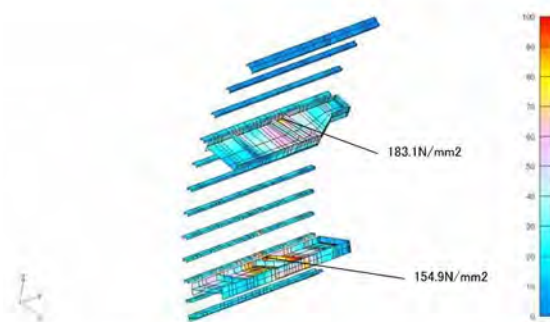


図 6. 1. 2-9 合成応力分布図



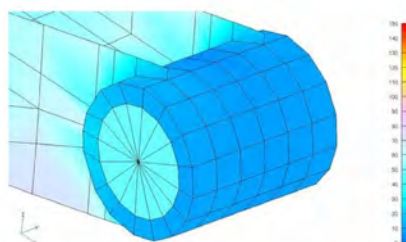
[扉体]

[脚柱]



[横桁]

[縦桁]



[トラニオン部]

図 6. 1. 2-10 各部材の合成応力分布図

2) 座屈の照査

脚柱の座屈に対する照査結果を表 6. 1. 2-4 及び図 6. 1. 2-11 に示す。

脚柱全体及び各部材において合成応力度は座屈応力度以下となっており、座屈は生じない結果となった。

表 6. 1. 2-4 脚柱の座屈照査結果

部材名	部材長 L (mm)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)	座屈応力度 σ_c (N/mm ²)	合成応力度 σ (N/mm ²)	評価
UP1	2,304	235	206,000	214.6	104.0	OK
UP2	1,800	235	206,000	225.9	94.1	OK
UP3	1,800	235	206,000	225.9	88.6	OK
D01	2,304	235	206,000	215.2	137.4	OK
D02	1,800	235	206,000	225.9	134.2	OK
D03	1,800	235	206,000	225.9	121.4	OK
SL1	3,295	235	206,000	133.7	37.1	OK
SL2	2,365	235	206,000	164.4	32.3	OK
SL3	2,156	235	206,000	174.8	23.9	OK
SL4	1,442	235	206,000	201.8	59.6	OK
SL5	1,280	235	206,000	205.5	74.6	OK

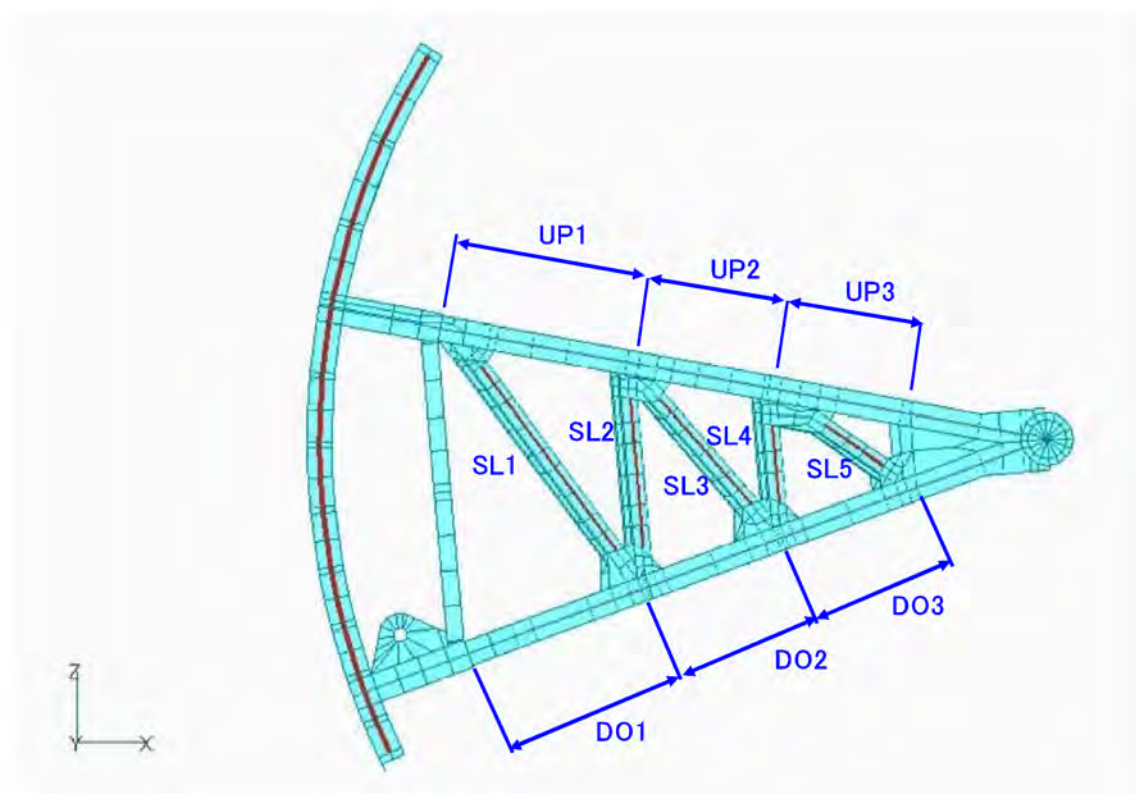


図 6. 1. 2-11 脚柱の座屈照査位置

6.1.3 他工種等の耐震性能照査事例

レベル 2 地震動に対する他工種等（河道設置ダム、頭首工）の耐震照査事例を示す。

【事例 3-1】河道設置ダムの照査例（全体、ピア、ゲート）

【事例 3-2】頭首工の照査例（参考報文）

【事例 3-1】河道設置型ダムの耐震照査例

1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.3-1 施設諸元（ダム本体）

名称		諸元	備考
ダム本体	形式	直線重力式越流型可動扉付コンクリート造	
	ダムの高さ	m	32.000
	堤頂長	m	110.000
	堤頂の標高	m	EL 102.500
	越流頂の標高	m	EL 85.000
	基礎面における最大幅	m	99.000
	ダム上下流面の勾配	下流面 1:0.065 上流面 鉛直	
	ダム体積	m ³	36,800 (ダム本体)
	設計洪水流量	m ³ /s	5,810
	集水面積	km ²	893.00
貯水池	湛水区域の面積	km ²	0.47
	最大背水距離	km	5.590
	設計洪水位	m	EL 96.410
	常時満水位	m	EL 101.00
	予備放流水位(最低限度)	m	EL 95.00
	最低水位	m	EL 100.35
	総貯水量	m ³	3,501,000 (当初)
	有効貯水量	m ³	280,000 (当初)



写真-1.1 堤体上流面

表 6.1.3-2 施設諸元（洪水吐ゲート）

名 称		諸 元
(1) 扉体		
設計条件	型 式	ローラーゲート
	材 質	鋼 製
	純径間 × 扉高(m)	12.5 × 16.3
	設計水深(m)	16.3
	設計堆砂高(m)	-
	設計安全率(許容応力)	水門鉄管技術基準に準ずる
	たわみ	径間の1/1000以下
構造概要	数量	6門
	扉体寸法(幅×高)	13.6 × 16.3
	扉体重量(ton)	100 (1門)
	水密方式	前面3方向 水密ゴム比
	操作方式	電動兼手動 現場直接・遠方操作
(2) 戸当たり		
構造概要	止水方法	
	戸当材寸法	側部 24 × 26.9 × 360, 14 × 240 17.6m
		底部 14 × 300 250 × 125 × 7.5m
	水密材	上部 厚 × 幅 × 長 -
		材質 -
		側部 厚 × 幅 × 長 20 × 60 × 16, 500
		材質 硬質ゴム 硬度55°
		底部 厚 × 幅 × 長 20 × 125 × 12 600
		材質 硬質ゴム 硬度55°



写真-1.2 堤体下流面

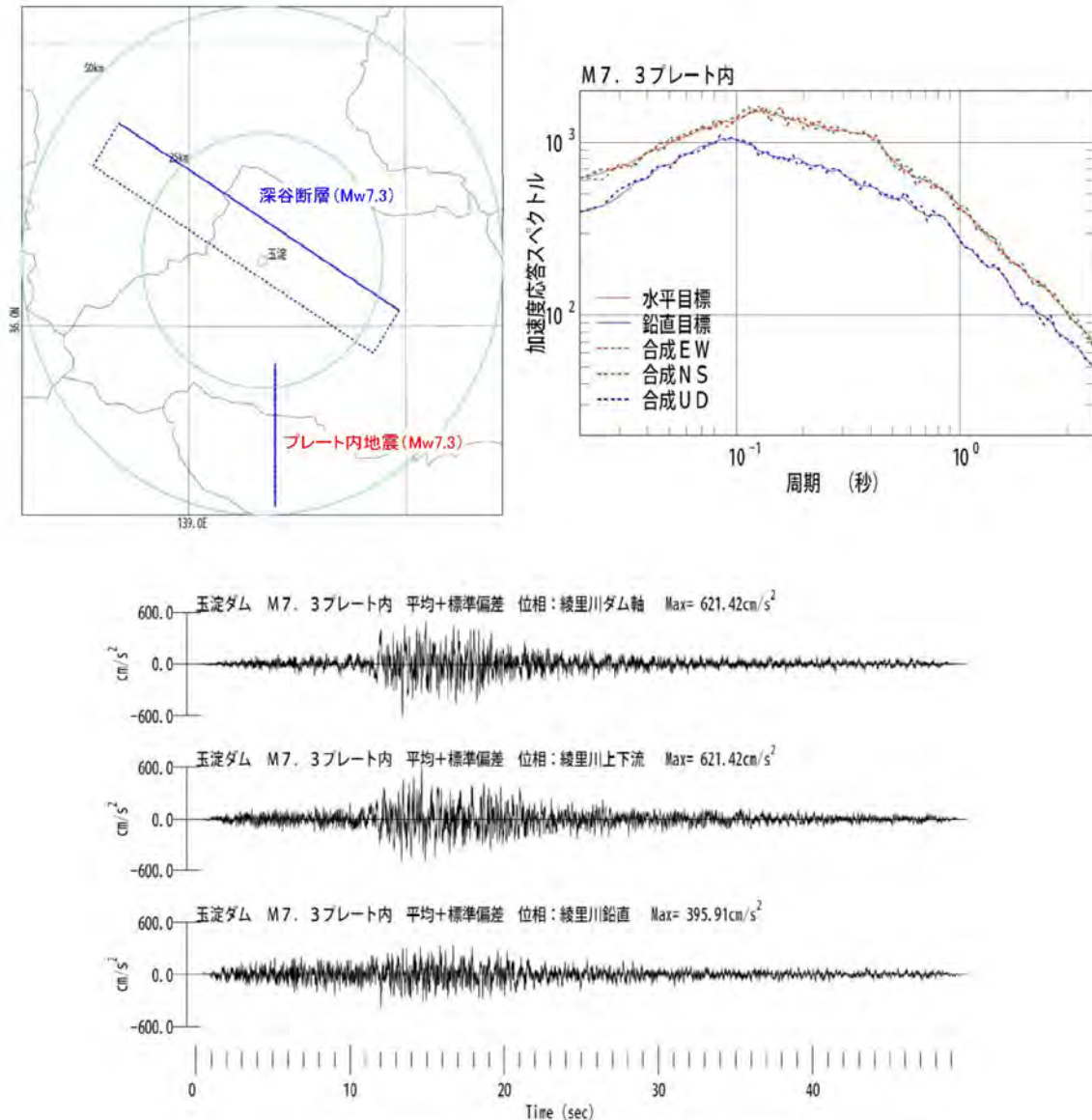
2. 耐震照査に用いる地震動

3つの地震タイプ（内陸地殻内地震、プレート間地震、プレート内地震）の各地震情報に基づき、距離減衰式により目標加速度応答スペクトルを求め、ピア（固有周期 0.1 秒前後）の加速度応答スペクトルが最大となったプレート内地震(621gal)を想定地震として選定した。

距離減衰式：H23 式

想定地震動：Mw7.3 プレート内地震

最大加速度：621 gal (水平)



※波形；2011/4/7 宮城県沖地震の綾里川ダム観測波を振幅調整

図 6.1.3-1 耐震照査用地震動の設定

3. 全体モデルの解析

(1) 解析の目的、解析モデル・手法

ピアの非線形解析モデルへの入力地震荷重（3次元全体モデルの各ピア基部の応答加速度）の抽出を目的として、全体モデルの解析を実施した。

3次元全体モデルは、ダム、ゲート、操作橋、ゲート、貯水池、基盤をモデル化する。

解析手法は、静的解析（自重・静水圧）を行った後に線形動的解析（地震応答解析）を実施した。

表 6.1.3-3 3次元全体モデルの条件

部材	モデル化の方法	備考
ダム、ピア、基礎岩盤	ソリッド要素	
操作塔	梁要素	主要部材（H形鋼）、水平部材（T型鋼）、トラス材（溝型鋼）
操作橋	シェル要素と梁要素の組合せ	主桁および周辺部材
洪水吐ゲート	シェル要素（スキンプレートと主桁ウェブ） 梁要素（その他の部材、主桁フランジ、補助構造部材）	主要部材のみをモデル化した簡易なモデル（ゲート簡易モデル）
貯水池	流体要素（非圧縮性流体）	常時満水位（WL. 101m）

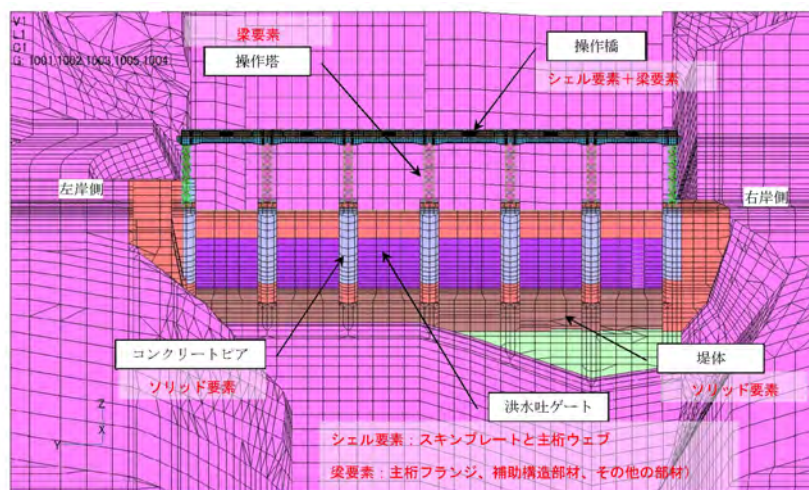
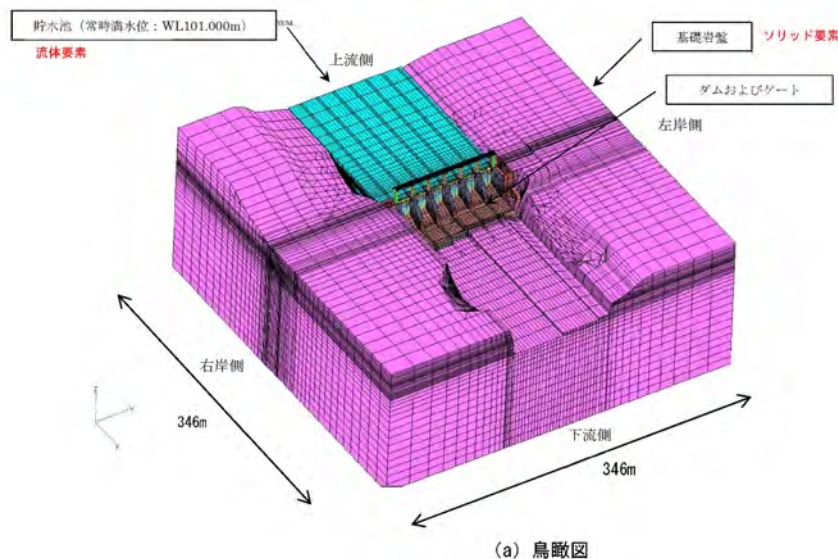


図 6.1.3-2 3次元全体モデル

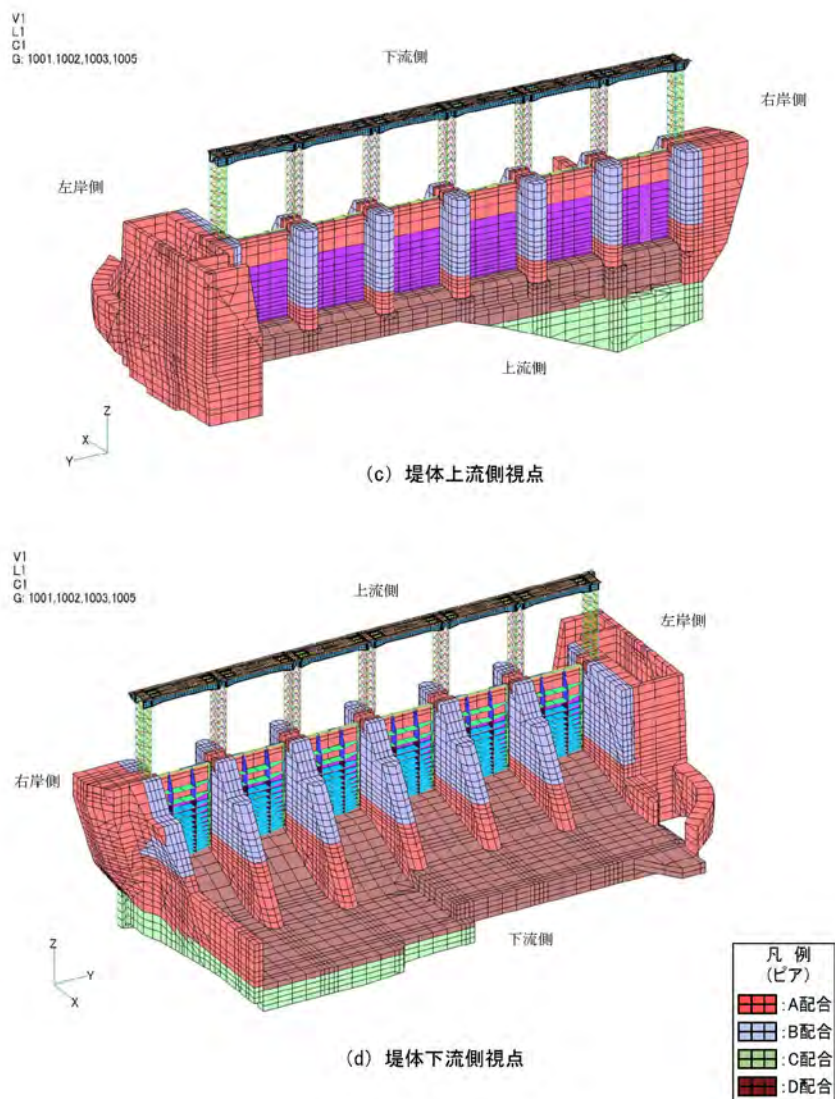


図 6.1.3-3 3次元全体モデル

(2) 解析条件

解析用物性値は以下の通りとした。

表 6.1.3-4 物性値 a(コンクリート)

配合区分			A 配合 A1 配合	B 配合	C 配合	D 配合
静的 物性	単位体積重量	kN/m ³	23.9	23.8	23.6	23.3
	静弾性係数	N/mm ²	31,600	31,600	31,600	28,800
	ポアソン比	-	0.20	0.20	0.20	0.20
	圧縮強度	N/mm ²	24.2	24.2	24.2	21.5
	引張強度	N/mm ²	1.92	1.92	1.92	1.78
動的 物性	単位体積重量	kN/m ³	23.9	23.8	23.6	23.3
	動弾性係数	N/mm ²	34,800	34,800	34,800	31,700
	動ポアソン比	-	0.20	0.20	0.20	0.20
	圧縮強度	N/mm ²	31.5	31.5	31.5	27.9
	引張強度	N/mm ²	2.50	2.50	2.50	2.31

表 6.1.3-5 物性値 b(岩盤)

項目	物性区分		R 物性「1」
	地質・岩種		黒色片岩
	岩級区分		CL 級
静的物性	単位体積重量	kN/m ³	22.6
	静弾性係数	N/mm ²	1,500
	ポアソン比	—	0.25
	内部摩擦角	度	32
	粘着力	N/mm ²	0.6
動的物性	単位体積重量	kN/m ³	22.6
	P 波速度	m/s	3,050
	S 波速度	m/s	850
	せん断弾性係数	N/mm ²	1,662
	動弾性係数	N/mm ²	4,653
	動ポアソン比	—	0.4
	内部摩擦角	度	32
	粘着力	N/mm ²	0.6

表 6.1.3-6 物性値 c(鋼材)

項目		物性値
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	—	0.3

動的解析に用いる地震動は、ダム下流の岩盤表面を開放基盤面とし、この位置で想定した地震動となるよう引き戻した加速度を 3 方向同時に解析モデルに入力した。

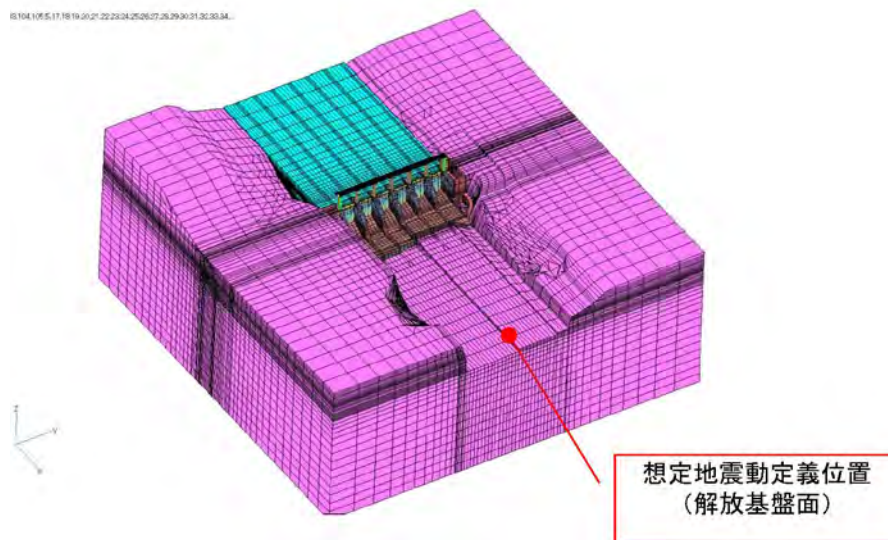


図 6.1.3-4 入力地震動の定義位置（引き戻し位置）

解析モデルの境界条件は下記の通りとした。

表 6.1.3-7 解析モデルの境界条件

	岩盤モデル底面	岩盤モデル側面
静的解析	固定	水平：固定 鉛直：自由
動的解析	粘性境界	自由地盤と粘性境界

(3) 全体モデルの解析結果（線形解析）

1) 応答加速度

a) ダム及びピアの応答加速度分布（図 6. 1. 3-5）

上下流方向の加速度は、No. 3 ピアで最大 835gal、No. 3 ピア基部で最大 694gal となる。この値は、上下流方向の想定地震動の最大値 621gal に対して、約 1.3 倍及び約 1.1 倍である。

ダム軸方向の加速度は、No. 4 ピア天端で最大 2,194gal、No. 3 ピア基部で 601gal となる。この値は、ダム軸方向の想定地震動の最大値 621gal に対して、約 3.5 倍及び約 1.0 倍である。

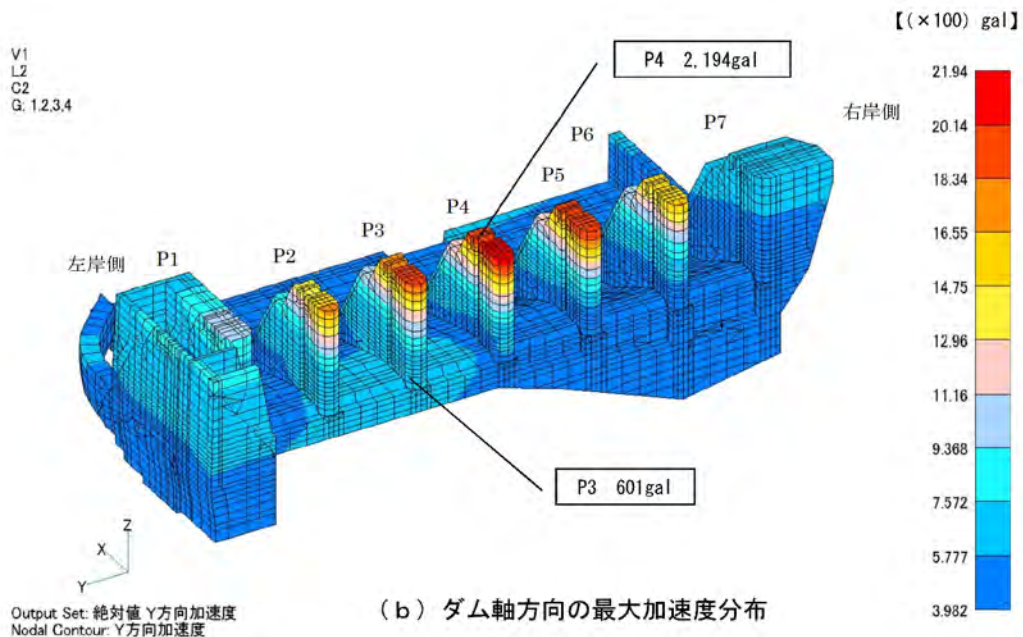
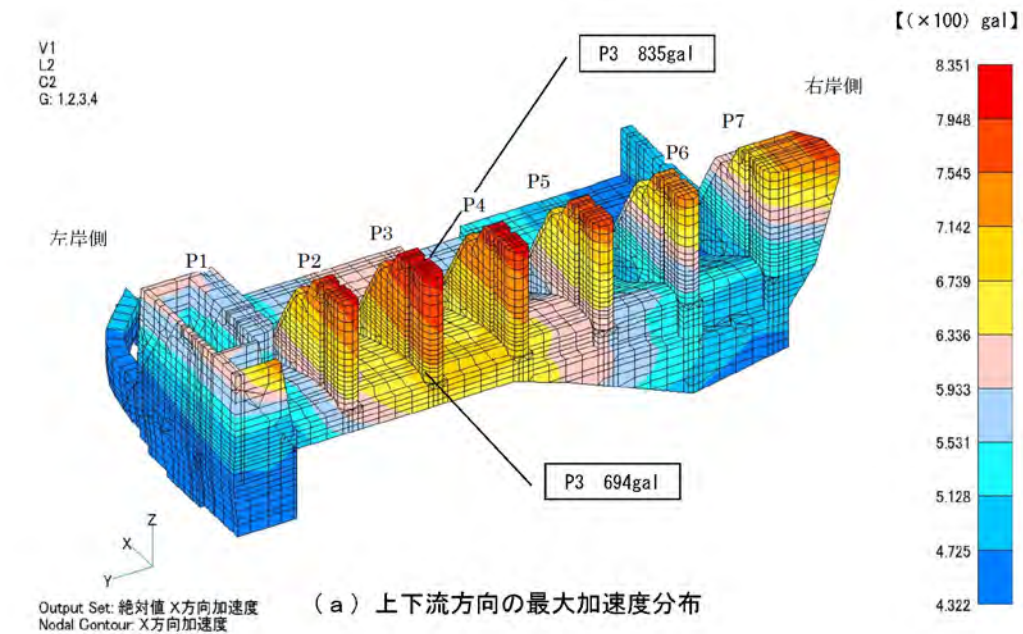


図 6. 1. 3-5 全体モデルの最大応答加速度分布（線形解析）

b) ピア基部入力加速度 (図 6. 1. 3-6)

ピア非線形解析モデルに入力する地震荷重は、全体モデルでの解析より求めた応答加速度を用いる。ピア非線形モデルに入力する応答加速度を抽出する位置と入力のイメージを示す。

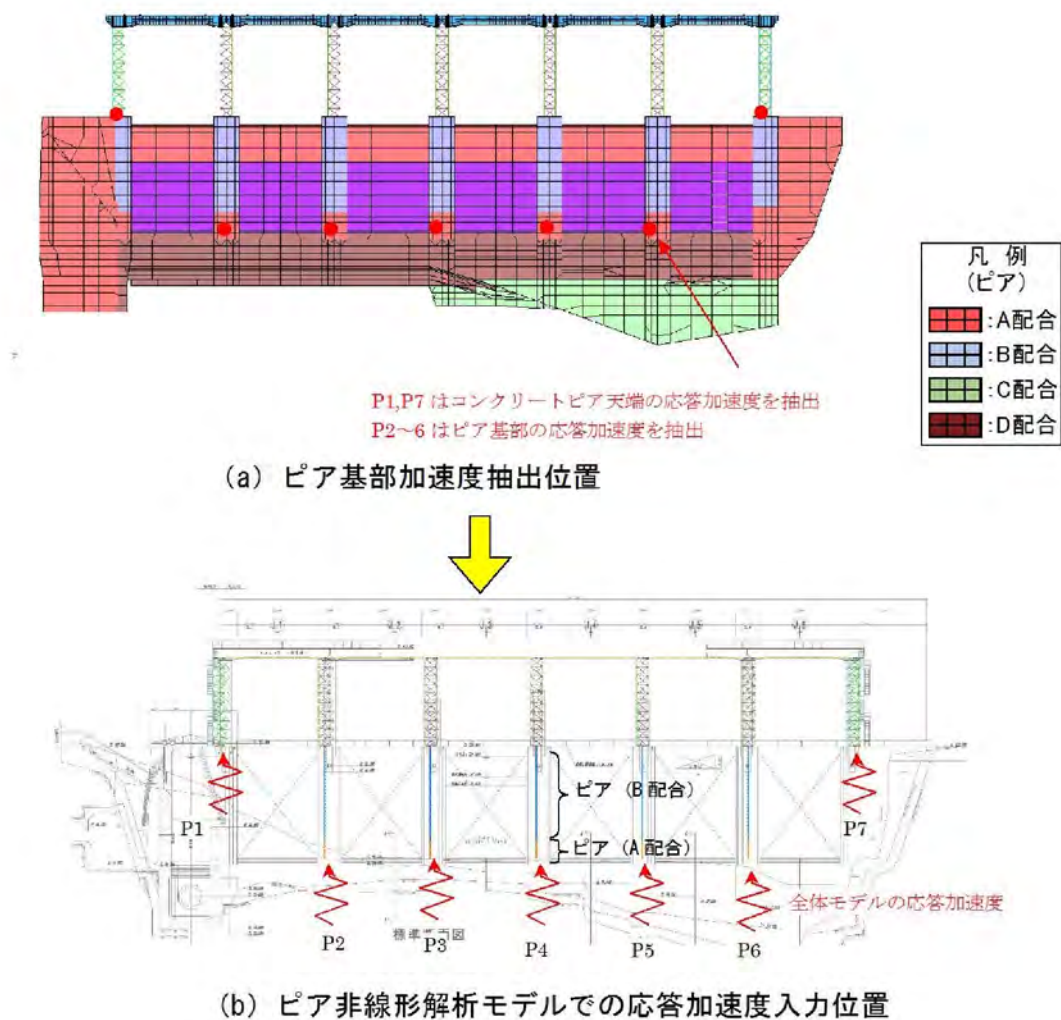


図 6. 1. 3-6 ピア基部の応答加速度抽出位置とピアの解析モデルへの入力イメージ

表 6. 1. 3-8 ピア部の応答加速度

入力加速度		(gal)		
入力位置		上下流方向	ダム軸方向	鉛直方向
P1	ピア天端	580	975	381
P2	ピア基部	621	586	490
P3	ピア基部	694	601	532
P4	ピア基部	678	566	477
P5	ピア基部	604	523	402
P6	ピア基部	538	501	374
P7	ピア天端	707	690	456

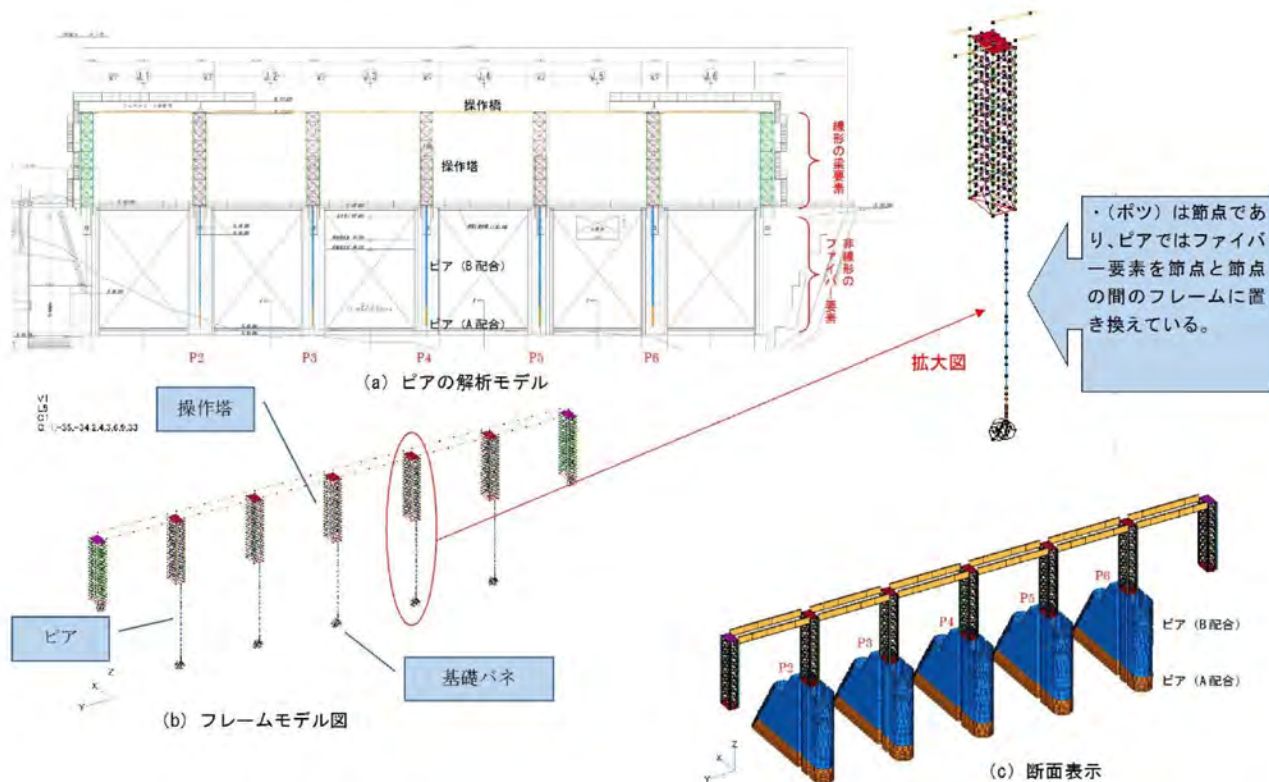
4. ピアモデルの解析

(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。

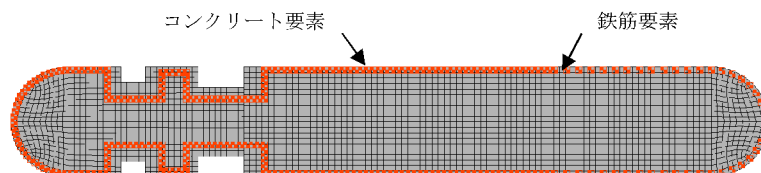


図 6.1.3-8 ファイバー要素の断面

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。

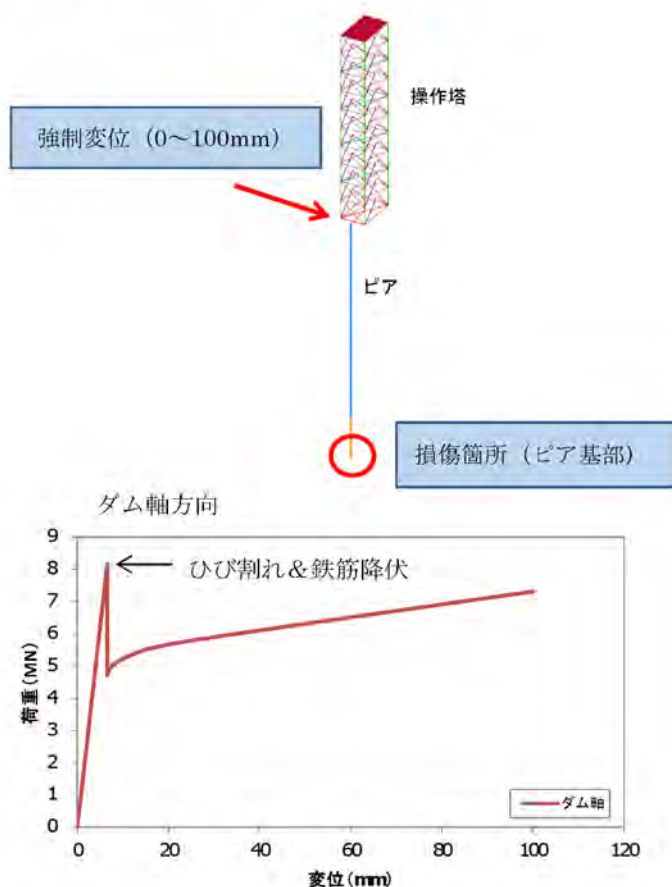
表 6.1.3-9 コンクリートの動的物性値

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）。

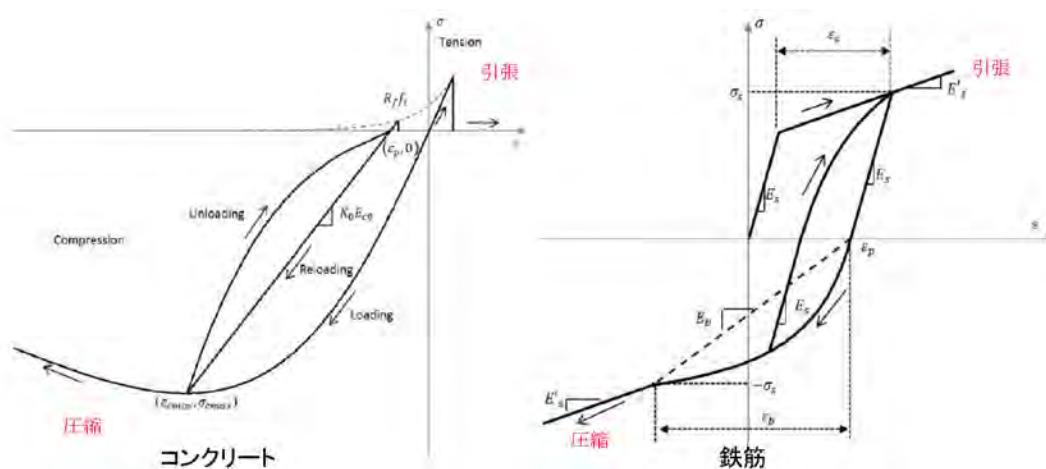
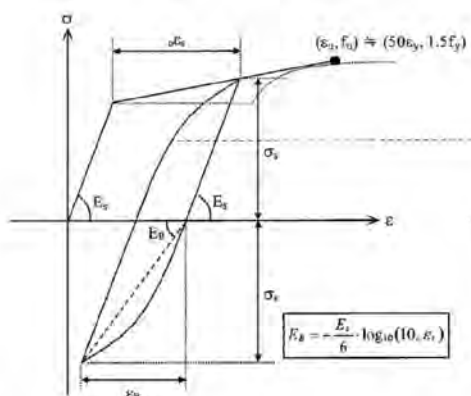


図 6.1.3-9 コンクリートと鉄筋の非線形構成則

【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, $\epsilon_y=330/206000 \approx 1600 \mu$

二次勾配： $(1.5f_y - f_y) / (50\epsilon_y - \epsilon_y)$

$= ((1.5 \times 330 - 330) / (50 \times 1600 - 1600)) \times 1000000$

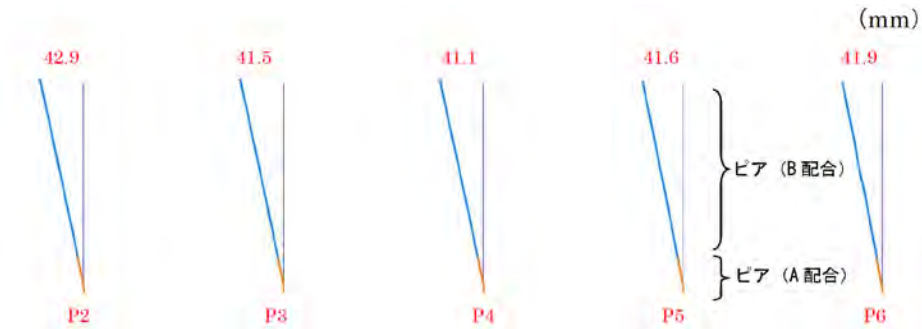
$= 2,105 \text{ N/mm}^2$ （よって、同等）

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。

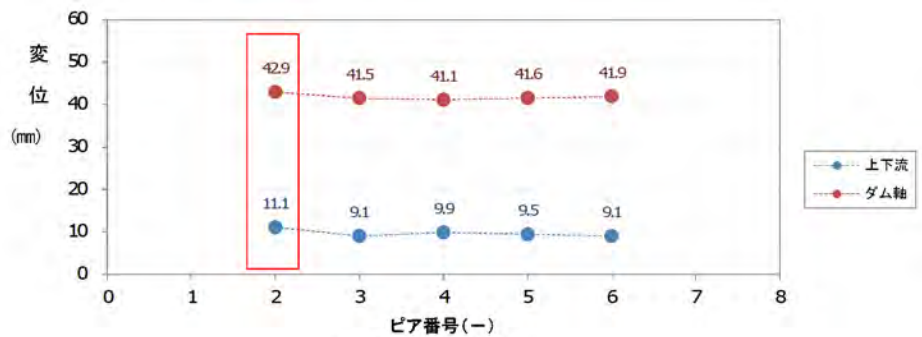
(3) ピアモデルの解析結果

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。

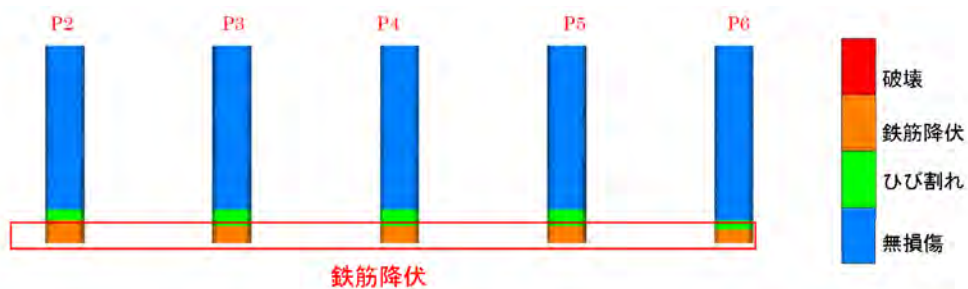


図 6. 1. 3-11 ピアの曲げ損傷の状況

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。

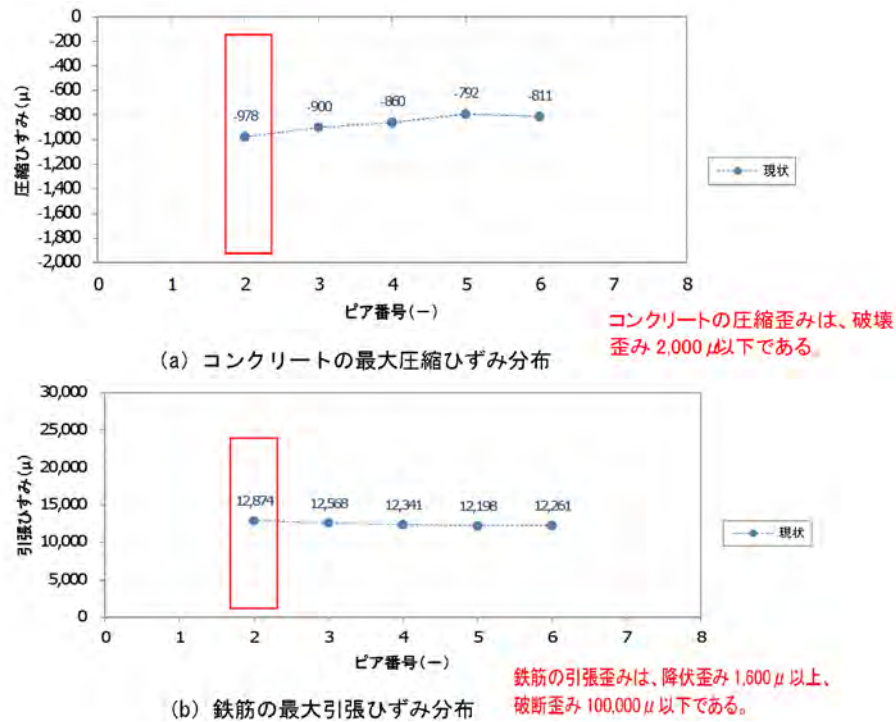


図 6.1.3-12 ピア基部の発生歪み

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。

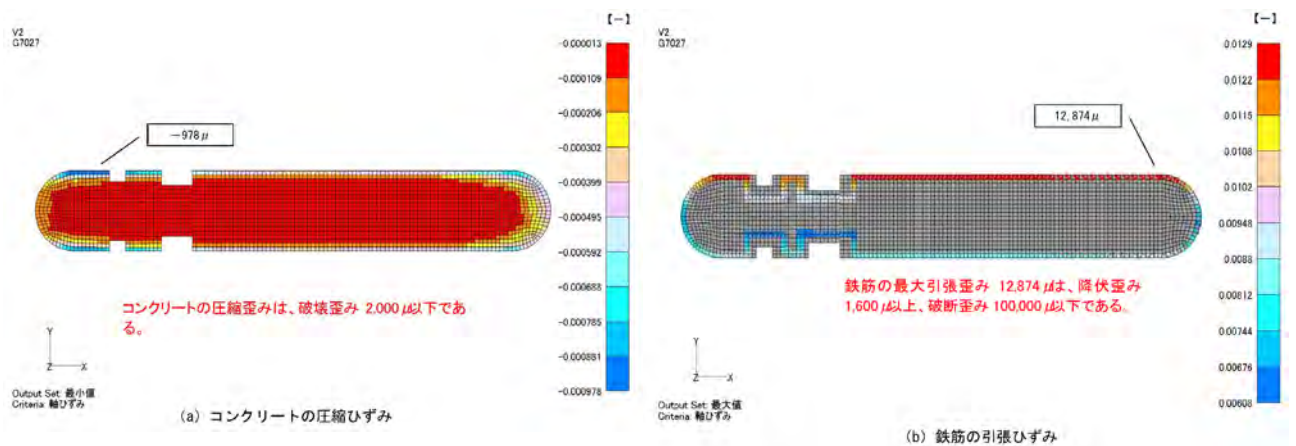


図 6.1.3-13 ピア基部の発生ひずみ分布

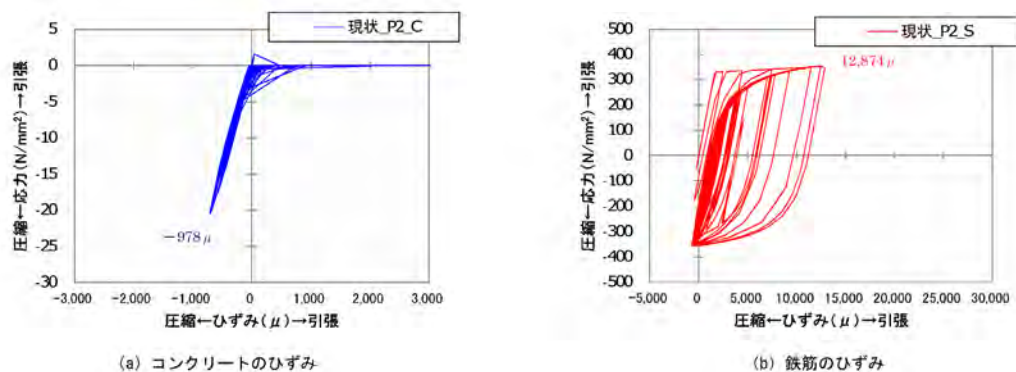


図 6.1.3-14 最大・最小ひずみ発生要素の応力-ひずみ履歴曲線 (代表: P2)

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。

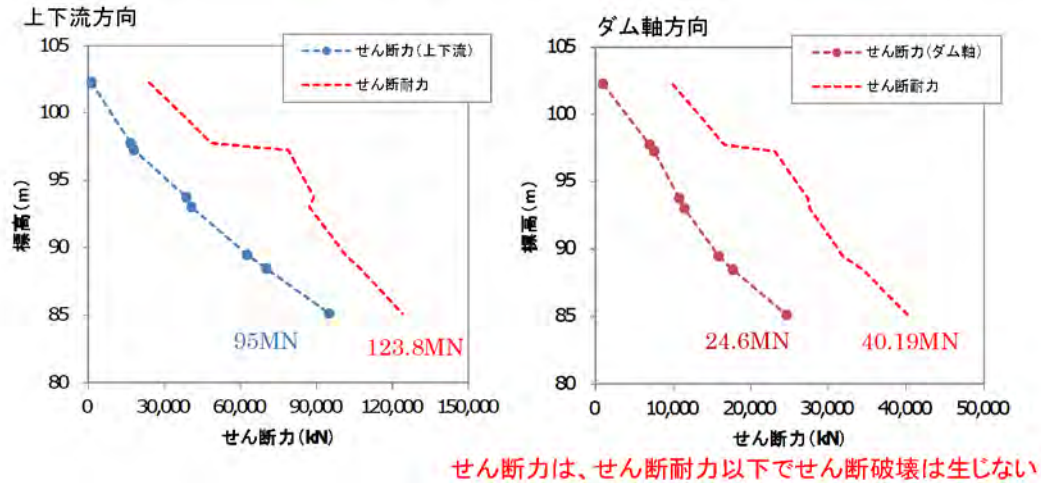


図 6.1.3-15 せん断力分布（全てのピアの最大値）

(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。

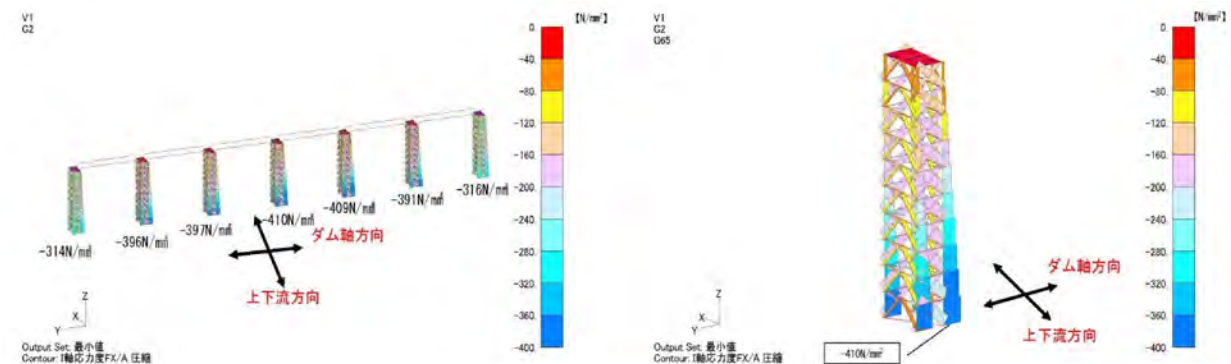


図 6.1.3-16 操作塔の軸圧縮応力の分布

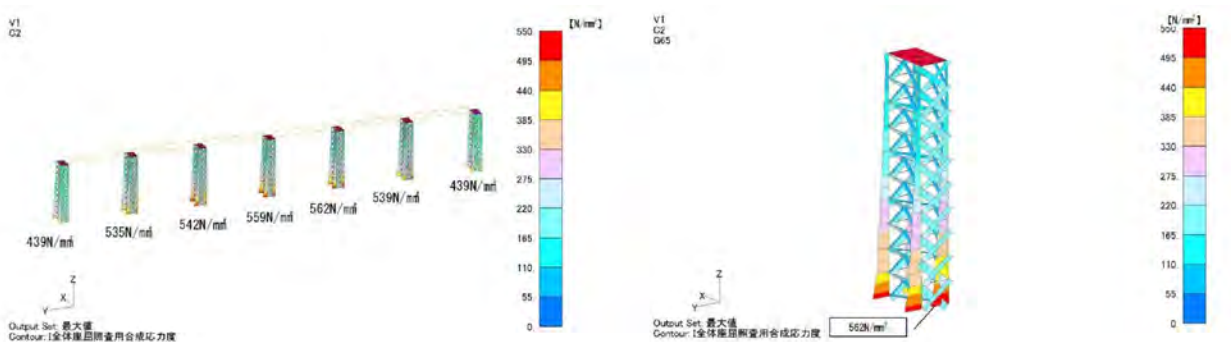


図 6.1.3-17 操作塔の合成応力の分布

(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 N/mm ²	座屈強度	発生応力/照査基準	判定
			σ_{cl} 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

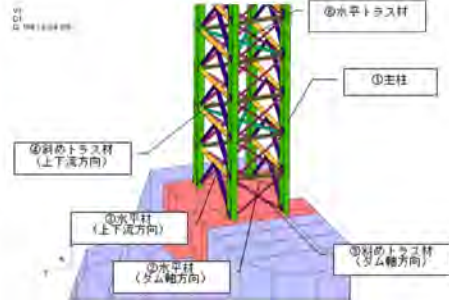
σ_{cr} : 長さの概念がない座屈強度 (鋼材の降伏強度 235N/mm²)
 σ_{cr} : 長さの概念を入れた座屈強度

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

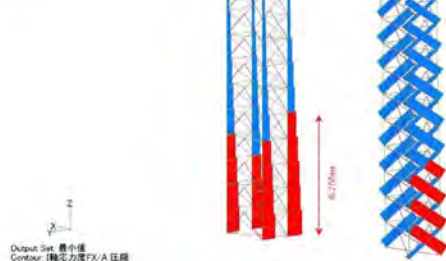
※降伏ひずみの2倍および10倍に相当する応力に換算した結果。



まとめ

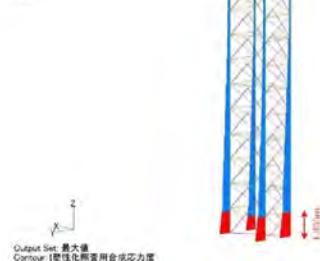
- 1) 主柱 (主要構造部材)、斜めトラス材を除いて、照査基準を満足する。
- 2) 主柱 (主要構造部材) は、局部座屈、全体座屈、塑性化の照査基準を満足しない。
斜めトラス材は全体座屈の照査基準を満足しない。

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

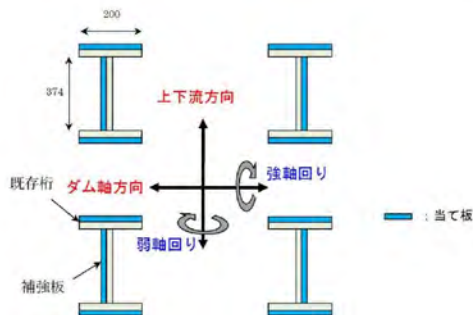


図 6.1.3-19 耐震補強案

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。

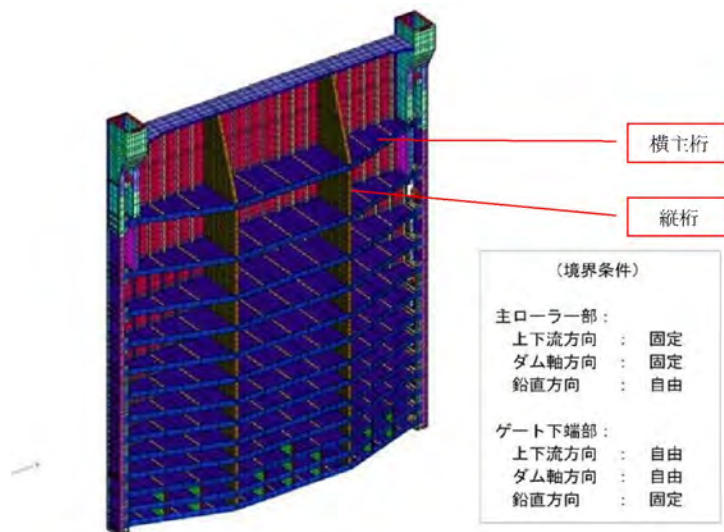


図 6.1.3-20 ゲートの 3 次元解析モデル

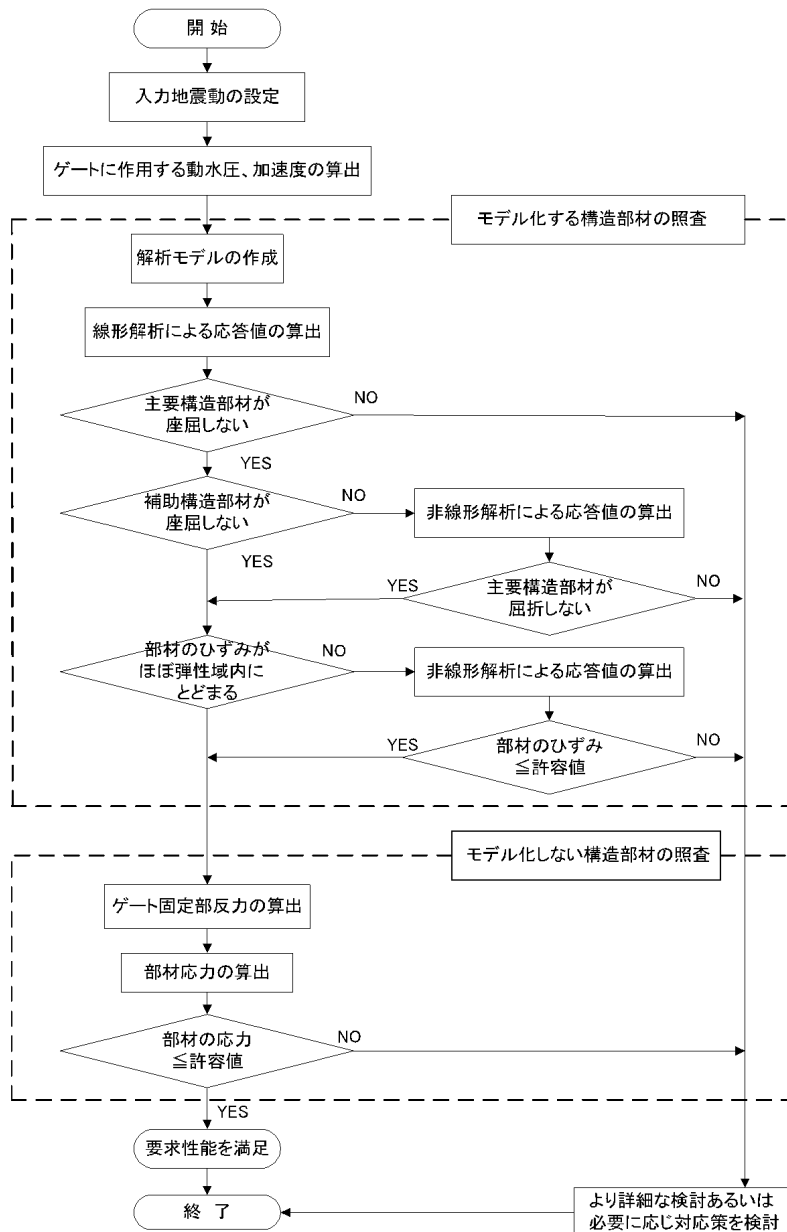


図 6.1.3-21 ローラーゲートの耐震性能照査フロー

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。

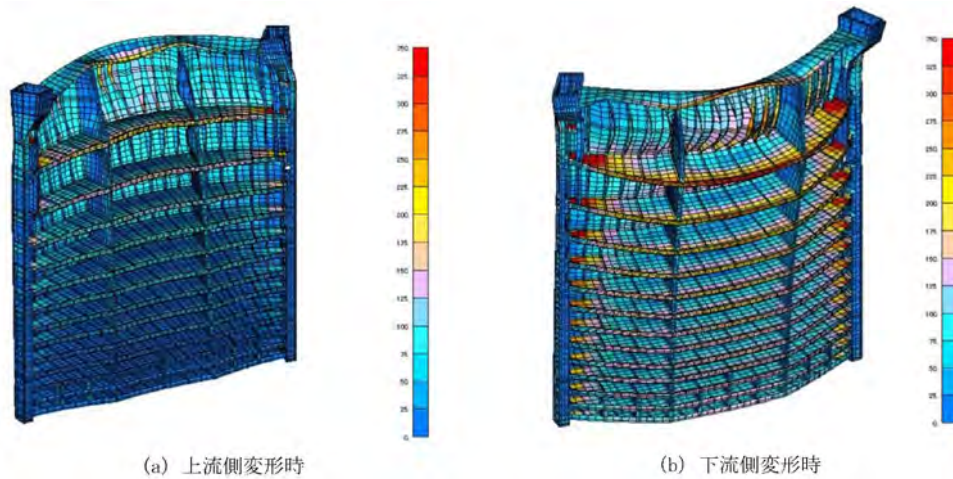


図 6.1.3-22 ゲートの合成応力分布

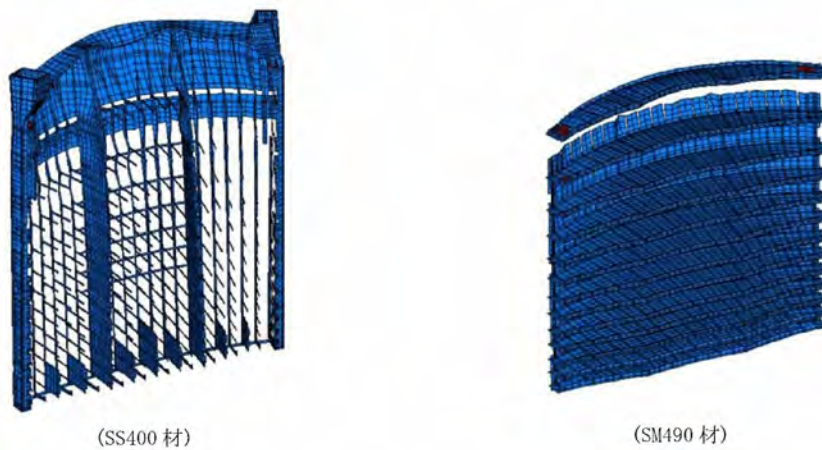


図 6.1.3-23 ゲートの合成応力分布（上流最大変位時 14.29s）

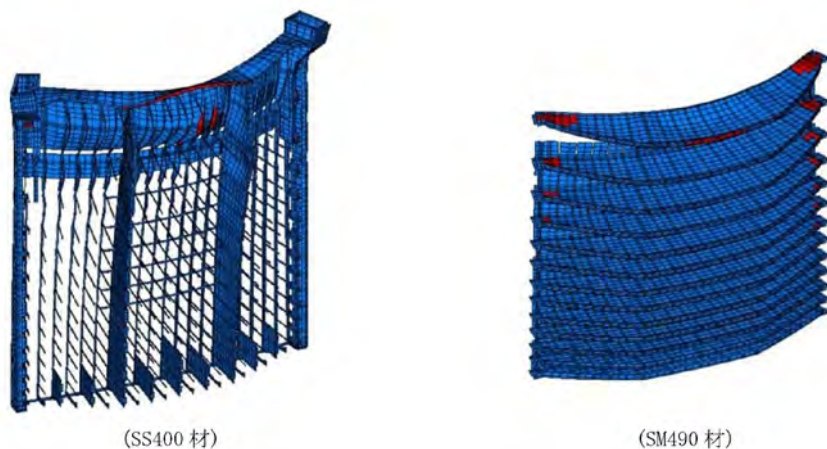


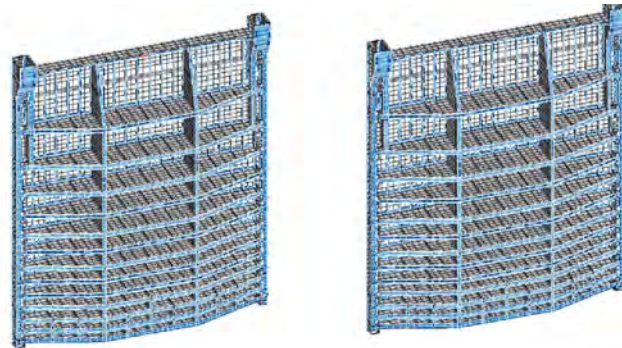
図 6.1.3-24 ゲートの合成応力分布（下流最大変位時 14.37s）

(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。

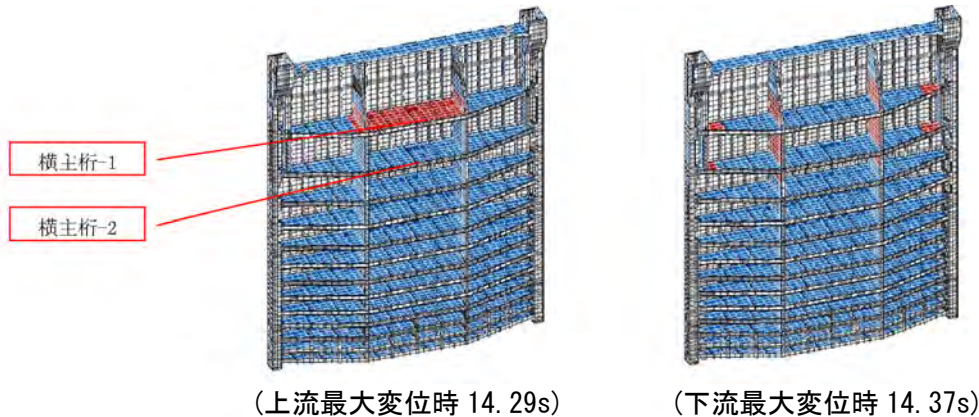


(上流最大変位時 14.29s) (下流最大変位時 14.37s)

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事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