

第5章 レベル2地震動に対する耐震性能照査の手順

本章では、レベル2地震動に対する耐震性能を動的解析により行う「独立塔型取水設備」及び「洪水吐ゲート」について、レベル2地震動に対する照査基準、考慮すべき荷重とモデル化、解析モデル及び解析手法、並びに耐震性能照査について示す。

5.1 数値解析手法

レベル2地震動に対する耐震性能照査は、その目的に応じ、適切な解析手法を選択する必要があるが、通常は有限要素法（FEM）による動的解析を実施する。

動的解析は、構造物の耐震計算を行う場合、地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、構造物各部に生じる変位や加速度、応力などの応答を計算して、構造物の安全性を検討する解析法である。

本マニュアルで対象とする取水塔及び洪水吐ゲートの耐震性能照査で用いられる数値解析手法を以下に示す。これらの手法の選択については、照査の段階等を踏まえ、順次高度な解析手法を適用していくことが一般的に行われている。

なお、動的解析以外の耐震計算法として一般的に用いられる「震度法」、「応答変位法」、「地震時保有水平耐力法」による照査を実施する場合は、『土地改良事業設計指針「耐震設計」』を参照すること。

(1) 固有値解析

構造物の振動特性（振動モード、固有周期等）を算定するために用いられる。

取水塔の耐震性能照査では、実際の構造物で計測された振動特性等との比較により、設定したモデルの妥当性を検証する際に用いられる。また、ゲートの耐震性能照査では、動水圧設定の妥当性を検証するため、ゲートの固有振動周期が堤体の固有振動周期に対し十分に短いことを確認するために用いられるほか、実際の構造物で計測された振動特性等との比較による設定モデルの妥当性検証に用いられる。

固有値解析によって計算された振動特性は、動的解析で用いる Rayleigh（レイリー）減衰等の減衰定数を算定するために活用される。

(2) 線形動的解析

部材等の材料特性を線形弾性と仮定した解析法である。材料の構成関係に用いられるひずみは、微小ひずみ理論に基づき算定される。ここでは、対象となる部材全ての材料特性を線形弾性とした場合に該当するものとする。

取水塔、ゲート及びピアの耐震性能照査では、レベル2地震動により部材等に発生する応力が部材の耐力に達するか否かの照査を行うために用いられる。部材の発生応力が耐力を超える場合には、エネルギー一定則により発生ひずみ量を算定し、これが許容値を満足するかを照査する。許容値を満足しない場合には、非線形解析に移行する。

(3) 材料非線形動的解析

部材等の材料特性の非線形性を適切に評価することで、より現実に近い構造物の挙動による評価を目的とするための解析法である。材料の構成関係に用いられるひずみは、微

小ひずみ理論に基づき算定される。ここでは、対象となる部材の全てに限らず、一部に材料特性の非線形性を考慮した場合も該当するものとする。

取水塔、ゲート及びピアの耐震性能照査では、レベル2地震動により部材の塑性化が懸念される場合、その塑性化が許容される範囲内に留まることを確認するために用いられる。

(4) 材料非線形・幾何学的非線形動的解析

部材等の材料特性の非線形性、幾何学的非線形性を適切に評価することで、より現実に近い構造物の挙動による評価を目的とするための解析法である。材料の構成関係に用いられるひずみは、有限変形理論に基づき算定される。理論的に高度な解析法であり、材料の座屈、塑性化等による大規模な変形までを対象にすることができる。

取水塔、ゲート及びピアの耐震性能照査では、レベル2地震動により部材の座屈や大規模な塑性化による大変形が懸念される場合、変形量が許容される範囲内に留まることを確認するために用いることが想定される。特にラジアルゲートでは脚柱の全体座屈等による損傷形態が問題となる可能性が高いため、座屈現象を解析的に追跡することが可能な幾何学的非線形性解析が用いられた事例がある。

5.2 独立塔型取水設備

5.2.1 レベル2地震動に対する照査基準

レベル2地震動に対する独立塔型取水設備の要求性能（限界状態）に対応する照査基準を表5.2.1-1に示す。なお、各対象部位の要求性能において複数の照査基準が示されている場合、全ての項目について評価を行った上で、各対象部位の評価結果を踏まえ、設備全体の耐震性について総合的な評価を行う。

表 5.2.1-1 独立塔型取水設備のレベル2地震動に対する限界状態及び照査基準

(a) 取水塔部			
対象設備		要求性能(限界状態)	照査基準
取水塔全体		力学的に安定である状態	・ 転倒しないこと ・ せん断摩擦安全率$\geq$許容安全率 ・ 岩着面鉛直応力$\leq$許容地耐力
基礎部		副次的な塑性化に留まる状態	・ 基礎が降伏に達しないこと
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない状態	・ 発生応力$\leq$許容応力度
塔部	鋼製	ゲートが開閉可能な状態	・ 残留変位$\leq$ゲート可動範囲
		損傷の修復を容易に行える状態	・ 残留変位$\leq$塔高の1/100 ・ 主要構造部材及び補助構造部材のひずみ$\leq$降伏ひずみの2～3倍程度
	鉄筋コンクリート製	ゲートが開閉可能な状態	・ 残留変位$\leq$ゲート可動範囲
		損傷の修復を容易に行える状態	・ 残留変位$\leq$塔高の1/100 [曲げ破壊に対する照査] ・ 作用曲げモーメント$\leq$許容曲げ耐力(又は)発生ひずみ$\leq$許容ひずみ [せん断に対する照査] ・ 作用せん断力$\leq$許容せん断耐力

(b) ゲート

対象設備	要求性能(限界状態)	照査基準
ゲート (耐震性能①に相当)	主要構造部材が座屈しない状態 (横倒れ座屈、局部座屈、曲げせん断座屈)	・ 主要構造部材の応力 ≤ 座屈に対する許容応力度
	補助構造部材が座屈しない又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)	・ 補助構造部材の応力 ≤ 座屈に対する許容応力度
	主要構造部材のひずみがほぼ弾性域内に留まる状態	・ 主要構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの2～3倍程度
	補助構造部材のひずみが限定的な塑性化に留まる状態	・ 補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの10倍程度
ゲート (耐震性能②に相当)	主要構造部材及び補助構造部材のひずみがほぼ弾性域内に留まる状態 (洪水吐)	・ 主要/補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの2～3倍程度
	主要構造部材及び補助構造部材のひずみが弾性域内に留まる状態 (放流管)	・ 主要/補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみ
	ゲートと戸当り金物の水密性が確保される状態	・ ゲートのたわみ ≤ 許容変位

(c) ゲート開閉装置・連絡橋梁

対象設備	要求性能(限界状態)	照査基準
ゲート開閉装置及び支持部 (耐震性能①に相当)	アンカ部の損傷により脱落し、操作室及び塔体を崩壊 (損傷) させない状態	・ アンカボルトの発生応力 ≤ 許容応力度
ゲート開閉装置及び支持部 (耐震性能②に相当)	損傷の修復を容易にでき取水が可能となる状態	・ アンカボルトの発生応力 ≤ 許容応力度 ・ 装置に損傷が発生しない
連絡橋梁支承部	落橋し塔体を崩壊 (損傷) させない状態 必要な電力供給が可能な状態	・ 取水塔と橋台間の最大相対変位 ≤ 桁かかり長

5.2.1.1 取水塔

取水塔については、耐震性能①及び②を満足するものとする。塔部の限界状態は「ゲートが開閉可能な状態」及び「損傷の修復を容易に行える状態」とした。基礎部の限界状態は「副次的な塑性化に留まる状態」とし、フーチングについては、塔体に作用する地震力を基礎に確実に伝達させる部材であるため、限界状態を「力学的特性が弾性域を超えない状態」とした。

なお、直接基礎の場合は、フーチングに準じるものとし、取水塔全体の限界状態は「力学的に安定である状態」とした。

(1) 鋼製取水塔

鋼製取水塔については、各構成要素（塔柱、水平材、斜材等）について応力、ひずみに対する照査を行い、降伏応力（引張）、座屈応力（圧縮）、許容ひずみを超過しないことを確認する。併せて、残留変位がゲート可動範囲内及び塔高の 1/100 に収まることを確認する。

(2) 鉄筋コンクリート(RC)製取水塔

RC 製取水塔については、曲げ破壊及びせん断破壊に対する応力値の照査を行う。また、曲げ破壊に対する照査を行う場合では、発生ひずみ量により照査を行うこともできる。併せて、残留変位がゲート可動範囲内及び塔高の 1/100 に収まることを確認する。

5.2.1.2 ゲート・開閉装置・連絡橋梁

(1) ゲート・開閉装置

ゲート及び開閉装置については、要求される耐震性能に応じて、耐震性能①については、ゲート及び開閉装置が脱落、崩壊しないこと、耐震性能②については、地震後にゲートが開閉可能であることを規定する要求性能を設定した。

取水ゲート及び開閉装置の照査方法等については、洪水吐ゲートと同等であるため、「5.3 洪水吐ゲート」を参照すること。

独立塔型取水設備に設置されるゲートについては、原則として、ゲートが開閉可能となる限界残留変位量について確認することとし、これに基づき、塔体残留変位量の許容値を設定する。なお、円形多段式ゲートについても、ゲートが動作可能となる残留変位量に基づき許容値を設定することを基本とする。

なお、実際の地震時にガイドローラの脱落により動作不能となった事例があり、このような事象は塔体残留変位量による照査の範疇を超えるものであることから、このような事象が生じた場合の対応方法等についても検討しておくことが望ましい。

(2) 連絡橋梁

連絡橋梁については、耐震性能①及び②を満足するため、要求性能を「落橋しない状態」とした。なお、連絡橋梁に電源ケーブルが敷設されている場合においても、電力供給についての限界状態は連絡橋梁の限界状態に含まれるものとする。

5.2.2 考慮すべき荷重とそのモデル化

耐震性能照査における荷重の設定

- (1) 取水塔の照査で考慮する荷重は、以下のとおりとする。
 - ① 自重、付属構造物の荷重、水重
 - ② 地震による慣性力
 - ③ 静水圧、揚圧力
 - ④ 塔内動水圧、塔外動水圧
- (2) 取水塔の耐震照査時の水位条件は地震発生時に生ずる水位の中で、取水塔の耐震性能に関して最も厳しい水位とするが、基本的には常時満水位とする。

5.2.2.1 自重

取水塔を構成する全部材及び取水塔で支持する開閉装置や付属設備の重量（上載荷重）が作用するものとする。

5.2.2.2 地震による慣性力

塔体及び基礎の慣性力は、動的応答解析によって考慮する。

取水塔の耐震性能照査に用いる動的解析法の入力地震動は、基本的にダム堤体と同様の手順により設定することとする。

地震応答解析（動的解析）入力地震動の設定は、図 5.2.2-1 に示す作業手順により実施する。設定する入力地震動は、プレート境界型、内陸活断層型を想定した波形を設定する。入力地震動の設定に当たっては、位相特性と振幅特性を設定する必要がある、位相特性は地震動の波形形状を、振幅特性は地震動の強さを規定している。

入力地震動の設定に当たっては、想定される地震断層により生じる地震動、既往の地震動、地域の防災計画において想定されている地震動等の情報を十分に収集し、最新の知見に基づき検討を行う。

入力地震動の具体的な設定手法については、『国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル』（H24.3, 農林水産省農村振興局）を参照されたい。

なお、ダム堤体のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査を実施している場合で、ダム堤体と取水塔の位置が近接しており、かつ、取水塔の設置地盤がダム本体と同程度の物性を有すると判断できる場合は、ダム堤体と同じ地震動（加速度時刻歴波形）を用いるとよい。

一方、ダム堤体と取水塔が離れた場所にある場合や、ダム堤体と基礎地盤の条件が大きく異なる場合は、取水塔位置・地盤条件に基づく地震動の設定を行う必要がある。

また、入力地震動の方向については、構造物に影響が大きいと考えられる方向を検討し選択すればよく、必ずしも 3 成分（水平 2 方向+鉛直方向）としなくてもよい。

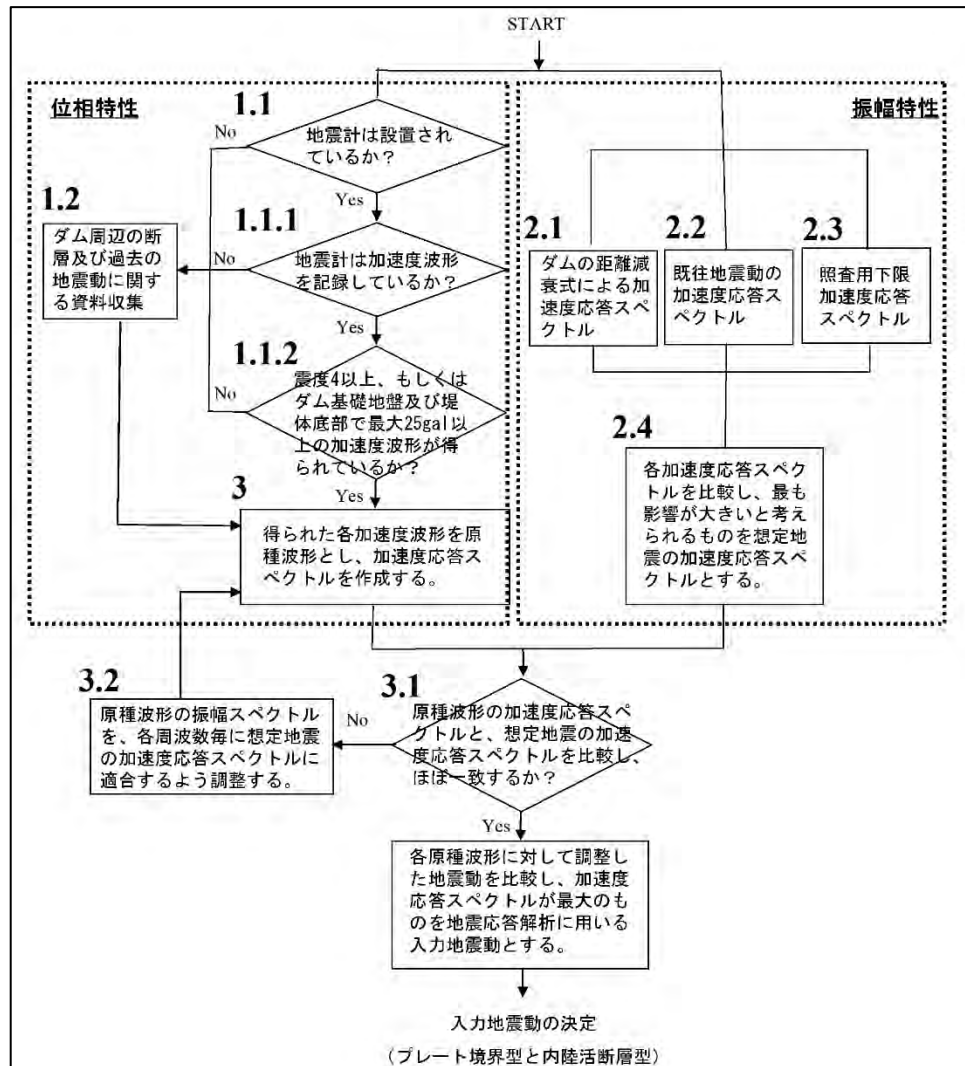


図 5.2.2-1 入力地震動設定のための作業フロー

引用：『国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル』（H24.3, 農林水産省農村振興局）
 （図中の番号及び具体作業の内容は、引用したマニュアル本文を参照のこと）

5.2.2.3 静水圧・揚圧力

農業用ダム（特にフィルダム）の大規模地震時に対する堤体の耐震性能照査においては、緊急放流機能の確保の可否が重要となる。このため、取水塔の耐震性能照査における貯水位条件は、堤体の耐震性能照査における貯水位条件と同様に常時満水位とするのが適切である。

なお、水位条件は貯水位条件として年間を通じて変化するが、一般には、貯水池水位、塔外水位ともに満水位が厳しい条件になる。これは、動水圧荷重や取水塔基礎の安定性に対して水位が高い方が厳しい条件となること、取水時の塔内外の水位差はわずかであると考えられるためである。

塔体に作用する静水圧は、設定した水位条件に基づき適切に設定し、取水塔全体の安全性（転倒・滑動）に対する安定性の照査においては、設定した水位条件に基づき、基礎底面に作用する揚圧力を考慮する。

5.2.2.4 塔内動水圧・塔外動水圧

取水塔は内外部にて貯水と接することから、地震時には貯水との相互作用により内外面に動水圧が発生する。

耐震性能照査において動水圧の影響をモデル化するには、動的相互作用の取扱いの違いによりいくつかの方法がある。以下にそれらの方法を示す。

なお、実構造物に作用する動水圧は、これまでほとんど計測されたことがなく、これらの方法の適用性については十分に検証されていないため、対象とする構造物の特徴や形状などを考慮し適切な方法を選択する必要がある。

(1) 水の質量として考慮して、これに作用する慣性力として考慮する方法

事前に定めた質量として考慮した水全体が動的相互作用に寄与する。相互作用は考慮できないが、構造物の応答は考慮できる。

この方法は、閉塞されている、あるいは閉塞状態に近い内水に適用されるものであり、構造物と一体となって振動するものと考えられる取水塔の内水等に作用する動水圧についてはこの方法によればよい。

(2) 動水圧の簡易評価式により事前に定めた静的な荷重に置き換える方法

動水圧の簡易評価式（Westergaard 式等）を適用して事前に動水圧の大きさを推定する方法であるが、これらの簡略式は構造物の剛体挙動を仮定したものであり、実際の構造物の弾性応答は反映されない。

<動水圧算定に用いる代表的な簡易評価式>

【Westergaard の簡易式】

$$P_d = 0.875 \cdot W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、 P_d : 動水圧 (kN/m²)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k : 地震加速度 (設計震度)

H : 貯水池水面から基礎地盤までの水深 (m)

h : 貯水池水面から動水圧の作用する点までの水深 (m)

【Zanger の実験式】

$$P_d = C \cdot W_0 \cdot k \cdot H$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

ここに、 P_d : 動水圧 (kN/m²)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k : 地震加速度 (設計震度)

H : 貯水池水面から基礎地盤までの水深 (m)

h : 貯水池水面から動水圧の作用する点までの水深 (m)

C_m : 与えられたダム上流面勾配より求める定数

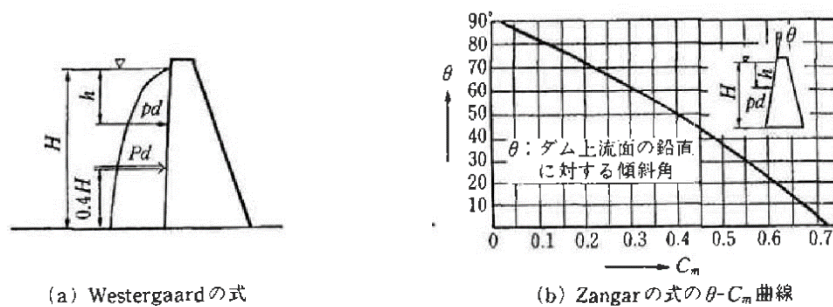


図 5.2.2-2 動水圧算定に用いる代表的な簡易式

(3) 動水圧の簡易評価式等により算定される付加質量に置き換える方法

動水圧が作用する貯水と構造物の接触面に仮定の質量を付加（＝「付加質量」）することにより、解析上、構造物及び付加質量が一体として地震動に応答するものとして動的相互作用を考慮する方法であり、算定される構造物の加速度応答と付加質量の積（動水圧に相当する慣性力）として動水圧を構造物に作用させる。このため、実際の構造物の応答の影響を考慮できることから、多くの構造物の地震時挙動の評価に用いられている。

ただし、簡易評価式が仮定する動水圧分布が反映されるので、複雑な形状の構造物や動水圧が周辺に逸散するような場合では、付加質量を考慮することが困難な場合がある。

付加質量の値は前記(2)で示した簡易評価式により事前に評価するが、取水塔の場合、塔体等が排除する水の質量を考える必要があり、既往の研究^{13)P.3-137}では、Westergaard 式から評価される付加質量の 70%程度が妥当とされている。

(4) 構造物・貯水の連成数値解析により動的作用を考慮する方法

貯水を流体要素（又は液体要素）によりモデル化し、構造物と貯水の連成数値解析により動水圧を考慮する方法である。構造物と貯水の動的相互作用を直接的に扱うため、動水圧をより合理的に評価できる、複雑な形状の構造物にも適用できるなどの長所がある反面、解析モデルが複雑となること、非線形解析と併用する場合は長時間の解析時間が必要となるなどの欠点がある。

5.2.3 解析モデル

レベル2地震動に対する取水塔の耐震性能照査では、取水塔の地震時挙動を適切に表現するため、荷重モデル、解析モデル及び解析手法を適切に組合せた3次元動的解析を実施する。

5.2.3.1 モデル化

取水塔の形状を、取水塔の地震時挙動を適切に評価できる有限要素を用いてモデル化する。基礎地盤は必要に応じて（取水塔基礎岩盤の一部に地質不良部などがある場合等）、有限要素でモデル化するが、境界条件及び地盤ばねとしてモデル化することもできる。

取水塔のモデル化にあたっては、主要な部材をモデル化し、取水ゲート、操作室建屋、開閉装置、スクリーン等はモデル化せず、その重量を集中荷重又は等分布荷重として考慮する場合が多い。

鋼製取水塔の場合、各部材の結合状態を適切に評価し、剛結合又はピン結合で接合する必要がある。鉄筋コンクリート製取水塔構造の場合、形状が比較的複雑であり、また、高さ方向には断面内の部材厚や配筋が変化することがあるので、地震時挙動を適切に表現するためには、これらを解析モデルに適切に考慮する必要がある。なお、取水塔の耐震性能に影響を与えない範囲で、詳細な形状を単純化することができる。

以下に、代表的な有限要素によるモデル化例を示すが、これらの要素を組み合わせモデル化することも可能である。

(1) フレームモデル

部材を梁（ビーム）要素でモデル化した3次元有限要素モデルで、鋼製取水塔、鉄筋コンクリート製取水塔で用いられる。

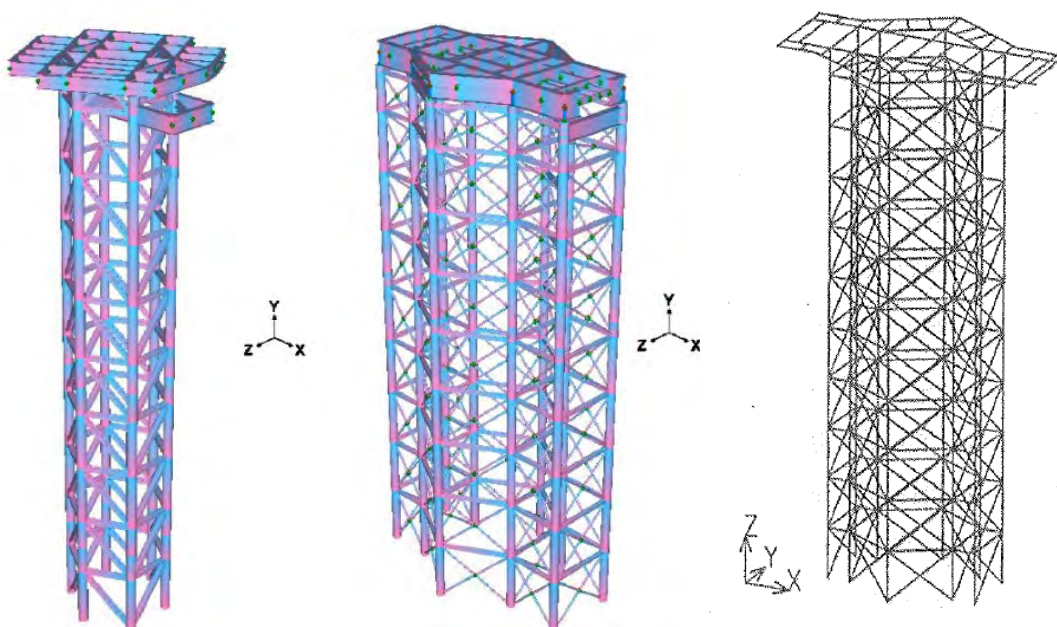


図 5.2.3-1 鋼製取水塔のフレームモデルの例

(2) シェルモデル

部材をシェル（平板）要素でモデル化した 3 次元要素モデルで、鋼製取水塔、鉄筋コンクリート製取水塔で用いられる。

鉄筋コンクリートをモデル化する場合、コンクリート部をシェル要素、鉄筋部をリバー要素でモデル化した事例がある。

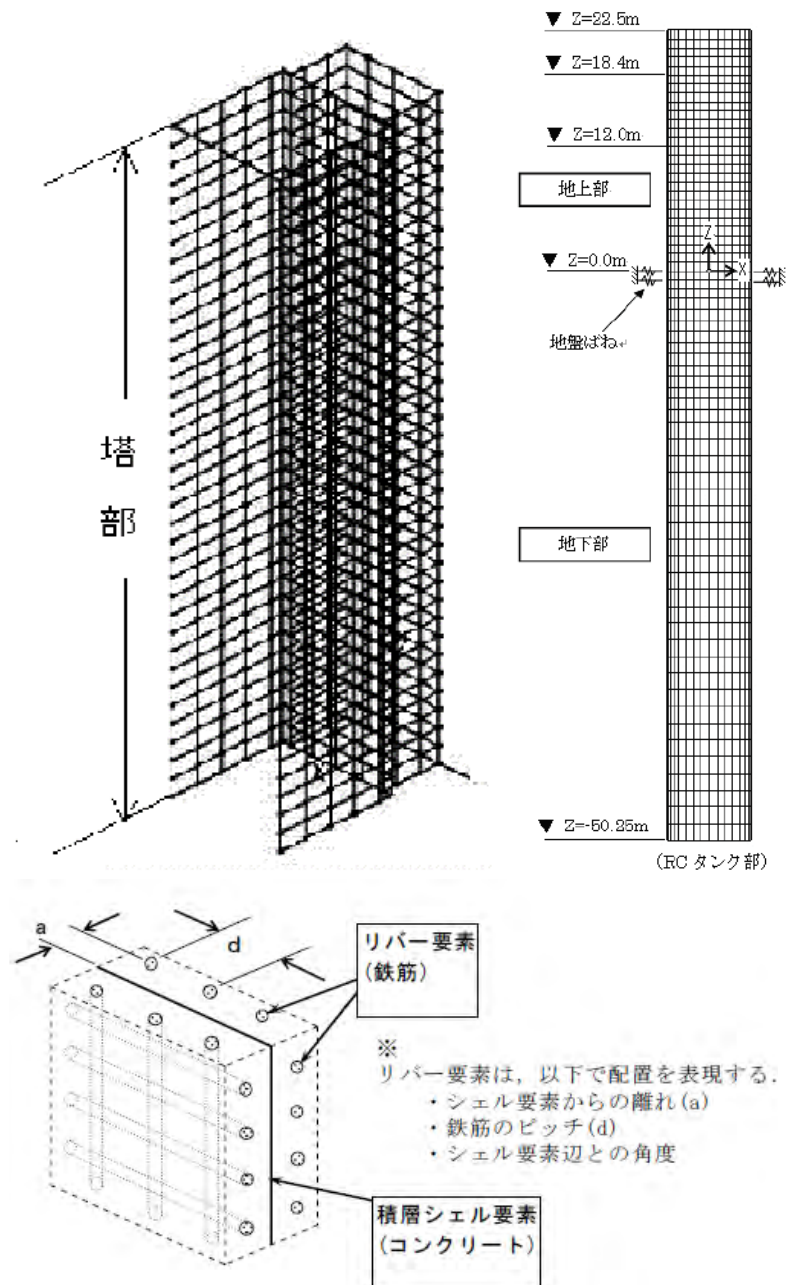


図 5.2.3-3 鉄筋コンクリート製取水塔のシェルモデルの例 ¹⁾P. 2-64

(3) ソリッドモデル

構造物をソリッド要素でモデル化した3次元要素モデルで、鉄筋コンクリート製取水塔で用いられる。

鉄筋コンクリートをモデル化する場合、コンクリート部をソリッド要素、鉄筋部をリバー（補強材）要素でモデル化した事例がある。

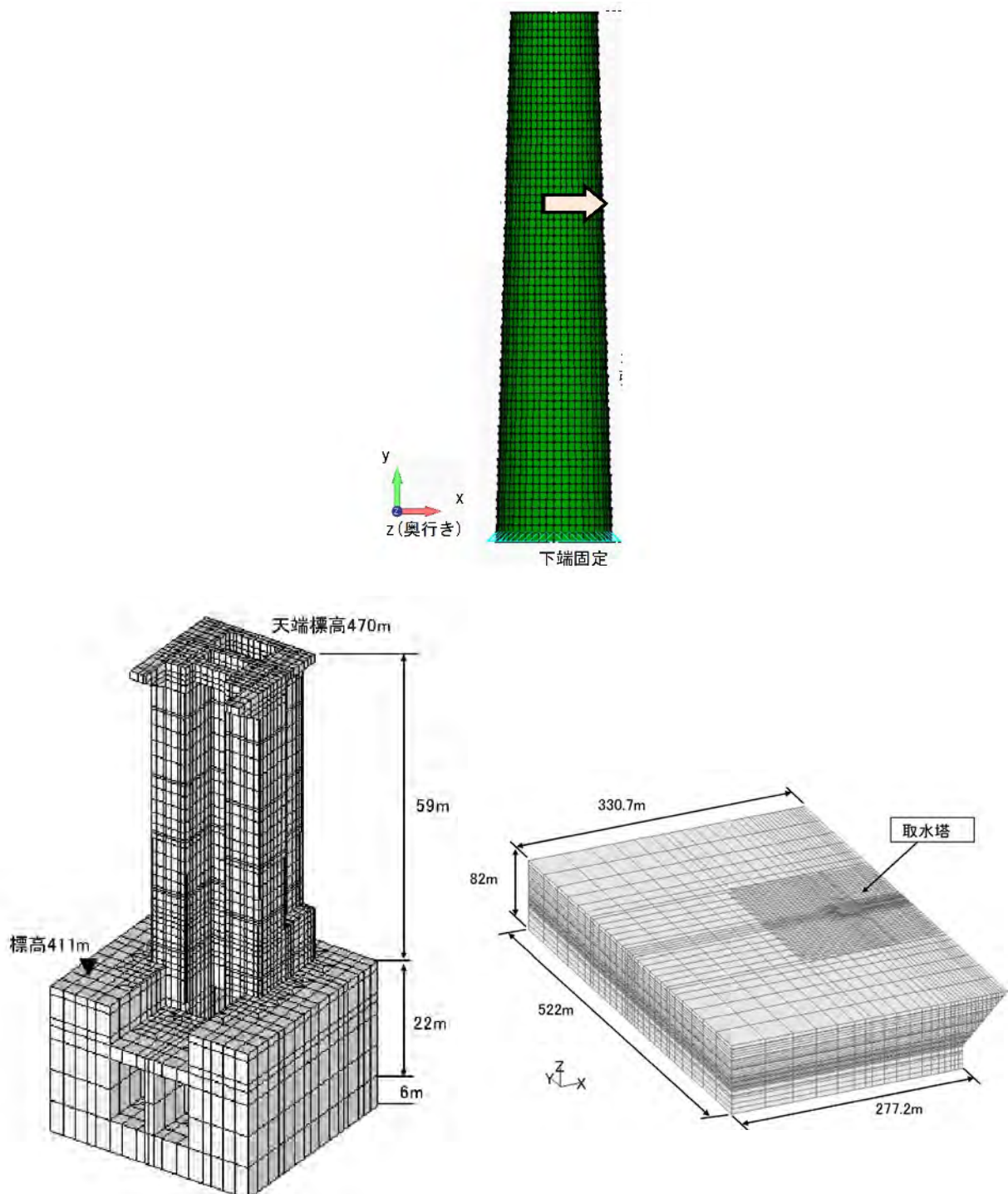


図 5. 2. 3-4 鉄筋コンクリート取水塔のソリッドモデルの例 ¹⁾P. 2-5

＜参考＞モデル化にあたっての留意事項

(1) 連絡橋梁支承部のモデル化

連絡橋梁の支承部は、橋台（地山）側が固定支承、取水塔側が可動支承となっている。可動支承では滑りに対する摩擦抵抗と可動範囲を超えた場合の衝突による抵抗が作用することから、両者をモデル化するため並列の非線形ばねを用いる。

また、可動支承が可動範囲を超えた場合には固定支承側にも衝撃力が作用することから、固定支承側にも非線形ばねを用いる。

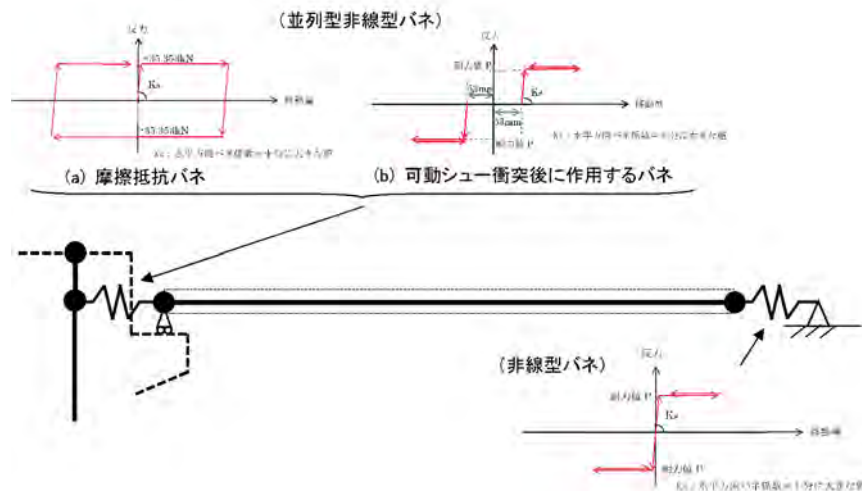
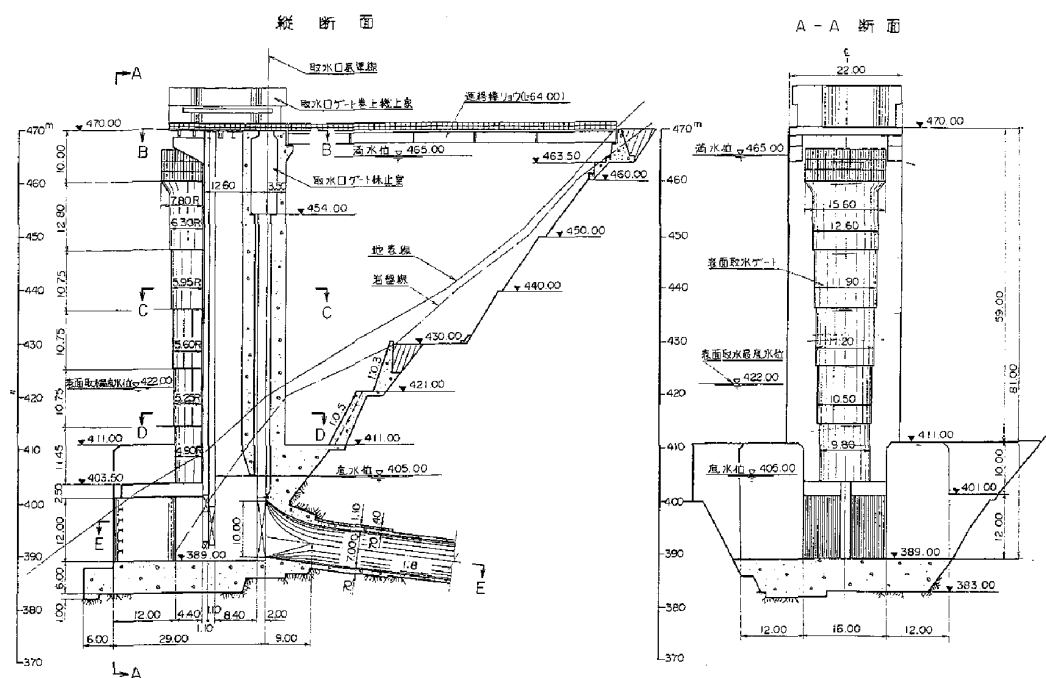


図 5.2.3-参 1 連絡橋支承部のモデル化 1) P.3-156

(2) フレームモデル作成における留意点

モデルの作成にあたっては断面形状や鉄筋量等の変化点を境界として、鉄筋や鉄骨量を適切にモデルに反映させる（図 5.2.3-参 2）。梁要素へのモデル化は、取水塔の断面形状が図 5.2.3-参 3 に示すように、せん断力に対してコンクリート及び鉄筋の負担が等価となる断面形状に換算する。



5.2.3.2 材料物性及び構成モデル

取水塔を梁（ビーム）要素によってモデル化する場合は、取水塔構造の断面特性を併せてモデル化し、断面力と変形量を算定する。また、シェル要素、ソリッド要素でモデル化する場合は、複雑な断面形状を有する構造物への適応性が高いこと、併せて鉄筋をリバー要素としてモデル化することで材料の応力-ひずみ関係を直接モデル化した高度な非線形モデルを用いることができるため、コンクリートのひび割れの発生状況、鉄筋の降伏-破壊過程等、鉄筋コンクリート製取水塔の耐震性能照査上、より多くの情報を得ることが可能となる。

なお、梁（ビーム）要素によりモデル化する場合でも、ファイバーモデルを用いることで、複雑な断面形状を有する構造物に対しても適用が可能となり、コンクリート及び鉄筋といった材料の応力-ひずみ関係を直接用いた評価が可能となる。

RC 構造物の非線形解析では、その精度は用いる材料構成則に大きく依存し、精度の高い解析結果を得るためには、ひび割れの発生や鉄筋の降伏など、材料の損傷状況をできる限り忠実に再現可能な構成則が不可欠である。このため、ひび割れ下でのコンクリートや鉄筋の個々の材料挙動モデル（材料非線形特性）に加え、これらの材料挙動モデルを組み合わせたひび割れ下での挙動を表現する構成則が必要となる。

また地震時の動的解析では、材料の履歴特性を適切に表現でき、繰り返し応力変動に対しても安定した挙動が得られる材料構成則が必要となる。

(1) 線形モデル

1) 鋼材

非線形解析を実施する前に、部材の挙動が弾性域を超えない状態にとどまるかを確認する場合に用いられる。

取水塔構成部材を線形材料でモデル化する場合の物性値の設定例を表5.2.3-1に示す。

表 5.2.3-1 取水塔構成部材（鋼材）物性値の設定例 2)P.178(一部)

部位	材質	単位体積重量 ^{注1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比
塔体	SUS304	77.0	1.93×10^5	0.3
塔上架台	SM400	77.0	2.06×10^5	0.3

注1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整した。

2) コンクリート

非線形解析を実施する前に、部材の挙動が弾性域を超えない状態にとどまるかを確認する場合に用いられる。また、基礎部のマッシブなコンクリート部や天端スラブコンクリートなど塑性化する可能性が小さい箇所については、線形材料としてモデル化して、解析効率を向上させることができる。

表 5.2.3-2 取水塔基礎コンクリート物性値の設定例 1)P.3-151(一部)

項目	部位等	特性	特性値	
基礎 コンクリート	鉄筋 コンクリート	線形	質量密度 ρ_c	2.5g/cm ³
			弾性係数 E_c	27.5kN/mm ²
			ポアソン比 ν_c	0.2

(2) 非線形モデル

RC構造物の非線形解析には大きく分けて、材料の応力-ひずみ関係に非線形特性を与えた解析（材料非線形解析）と、部材要素の曲げモーメント-変形（曲率）関係に非線形特性を与えた解析（部材非線形解析）の2つに分けられる。

材料非線形解析は、モデル化が複雑で長い演算時間を必要とするが、部位ごとのコンクリートのひび割れの発生状況や鉄筋の降伏-破壊過程等、耐震性能照査上のより多くの情報を得ることが可能である。

一方、部材非線形解析は、時刻歴応答に対する耐荷力照査を要素レベルで行うことが可能であり、モデル化がシンプルであることから比較的短い演算時間で済むという利点があるが、多方向入力下で残留変形等を算定する場合や軸力が大きく変動するような場合には適用が困難である。

<参考>取水塔をビーム（梁）要素でモデル化した場合に用いられる非線形モデル

	ファイバーモデル	$M-\phi$ モデル
概要	・ 梁要素の断面を有限個の微少要素に分割し、各微少要素において応力-ひずみ関係を解く。 ・ 断面諸量は、各微少要素の算出値の総和として扱う。	・ 部材の剛性をモーメント(M)と曲率(ϕ)で定義する要素。
利点	・ 軸力や2軸曲げの影響を表現でき、複雑な形状の構造物に適用可能である。 ・ 塑性ヒンジ以外の箇所の塑性化を表現することができる。	・ 入出力情報は、非線形解析の中では少なく、解析時間は比較的短い。 ・ 解析に必要なマシンの容量は、非線形解析の中では小さい傾向がある。
欠点	・ 入出力情報が多く、解析に費やす時間が長くなる。 ・ 解析に必要なマシンの容量が大きくなる傾向がある。	・ 軸力や2軸曲げの影響を表現することは苦手とする。
取水塔解析への適用	・ 取水塔は複雑な形状であり、軸力変化が無視できない。また、主塔の断面変化を考慮可能であることから、適用性は高い。	・ 取水塔の複雑な構造、また軸力変動の表現においてファイバーモデルより適用性は劣る。

1) 鋼材

線形動的解析の結果を踏まえ、部材の降伏（塑性化）の影響を考慮するために用いられる。部材の応力—ひずみ関係として、降伏後は剛性が初期剛性（表 5.2.3-3 に示した弾性係数）の 1/100 に低下するとしたモデル等が用いられる。

表 5.2.3-3 取水塔構成部材（鋼材）物性値の設定例 2)P.178

部位	材質	単位体積重量 ^{注1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比	降伏応力度 ^{注2)} [N/mm ²]
塔体	SUS304	77.0	1.93×10^5	0.3	205
塔上架台	SM400	77.0	2.06×10^5	0.3	235

注 1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整した。

注 2) 鋼材の降伏応力度は「ダム・堰施設技術基準（案）」に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計に用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とし、ステンレス鋼についても同様とした。

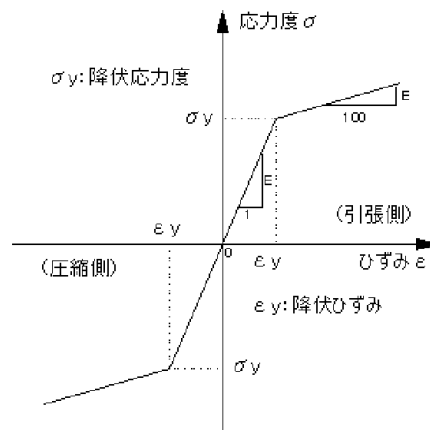


図 5.2.3-5 非線形部材の応力—ひずみモデル 2)P.178

2) コンクリート

① 部材非線形モデル（M-φ モデル）

コンクリートの曲げひび割れならびに鉄筋降伏を考慮した照査を行うために用いられる。解析物性値及び非線形性を考慮するための材料強度の設定例を、それぞれ表 5.2.3-4 及び表 5.2.3-5 に示す。

表 5.2.3-4 解析物性値の設定例 1)P.3-151（一部・追記）

項目	部位等	特性	物性値	
塔部 (EL. 465m～ EL. 403.5m)	コンクリート	非線形	質量密度 ρ_c	2.5g/cm ³
			弾性係数 E_c ※1)	27.5kN/mm ²
			ポアソン比 ν_c	0.2
	鉄筋、鉄骨	非線形	質量密度	0.0g/cm ³
			弾性係数	200kN/mm ²
			ポアソン比	0.3

※1) コンクリートの弾性係数は、圧縮強度をもとにコンクリート標準示方書を参照して設定

表 5. 2. 3-5 材料強度の設定例 1)P. 3-151

項目	種別	強度 (単位:N/mm ²)	備考
コンクリート	圧縮強度	29.0	材料強度試験値
	引張強度	2.171	コンクリート標準示方書による
	せん断強度	0.614	コンクリート標準示方書による
鉄筋(SD295)	降伏強度	325	
鉄骨(SS400)	降伏強度	195	

設定した材料物性及び材料強度より、土地改良事業設計指針「耐震設計」等を参考に曲げ耐力、せん断耐力を算定し、曲げ耐力の非線形特性を曲げモーメント M ～曲率 ϕ 関係で定義するトリリニアモデルで評価する。なお、レベル2地震動を対象とする照査では材料降伏後の損傷の程度を評価することとなるため、コンクリート及び鉄筋の材料特性は、より実物の強度特性（現時点での材料強度特性）に近く設定することに留意する必要がある。

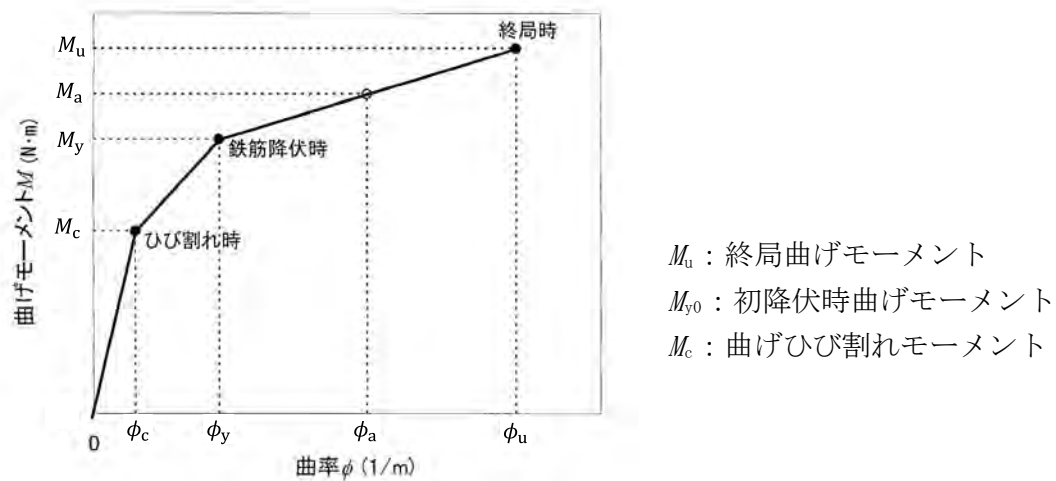


図 5. 2. 3-6 $M \sim \phi$ モデル 1)P. 2-162

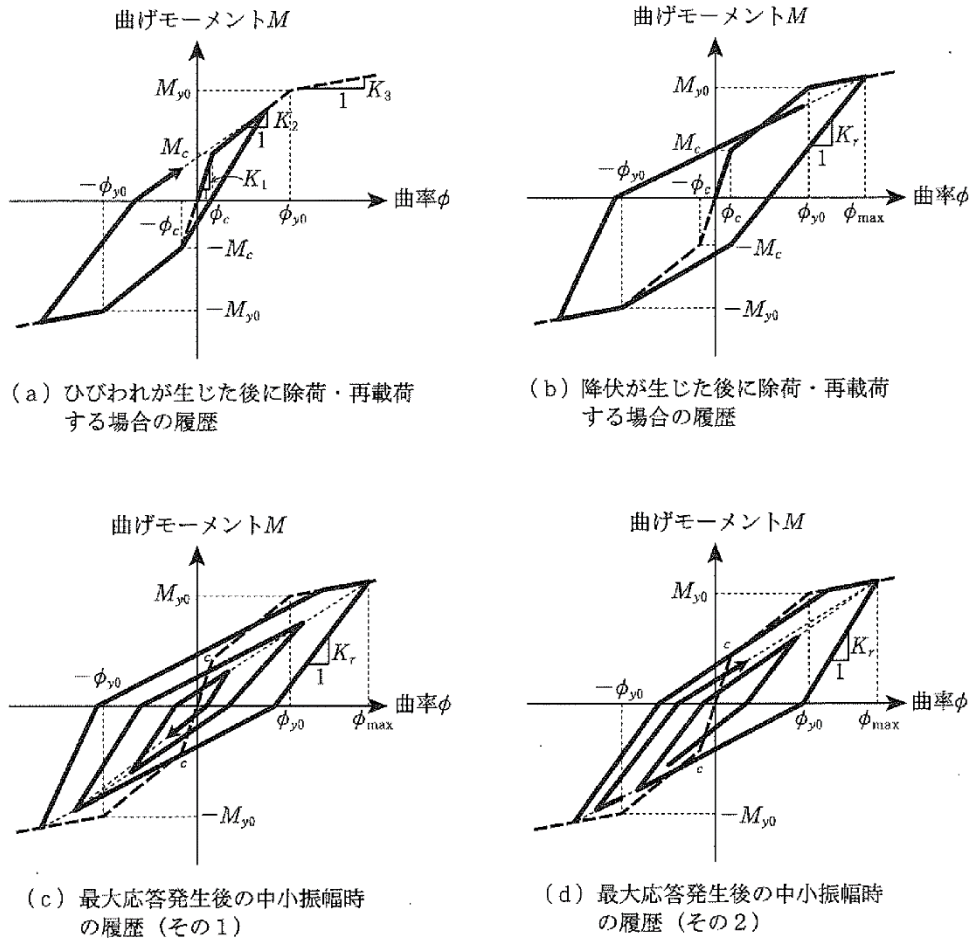


図 5.2.3-7 Takeda モデル 7(2002 年版)P.334

$$K_1 = \frac{M_c}{\phi_c} \quad K_2 = \frac{M_{y0} - M_c}{\phi_{y0} - \phi_c} = \gamma_2 \cdot K_1 \quad K_3 = \frac{M_u - M_{y0}}{\phi_u - \phi_{y0}} = \gamma_3 \cdot K_1$$

$$K_r = \frac{M_c + M_{y0}}{\phi_c + \phi_{y0}} \cdot \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_{y0}} \right|^{-\alpha} \quad K_1 = \frac{M_c}{\phi_c}$$

ここに、 K_1 :一次剛性 (初期剛性) K_2 :二次剛性 K_3 :三次剛性 K_r :除荷時剛性

M_c, ϕ_c :ひびわれ曲げモーメントとひび割れ曲率

M_{y0}, ϕ_{y0} :鉄筋コンクリート断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみ ε_{sy} に達したときの初降伏曲げモーメントと初降伏曲率

M_u, ϕ_u :鉄筋コンクリート断面が終局限界に達するときの終局曲げモーメントと終局曲率

γ_2, γ_3 :一次剛性に対する二次剛性及び三次剛性の剛性比

$\phi_{\max}$:地震開始から時刻 t (現時点)までに生じた最大応答曲率

α :除荷時剛性低下係数

非線形材料の履歴特性は、繰り返し載荷時の部材の剛性劣化を表現できるモデルとして、鉄筋コンクリート部材の復元力特性を良く表現できるとされている Takeda モデル等、適切なモデルを用いる。

② 材料非線形モデル

コンクリート単体の非線形特性は、圧縮側では応力の増加とともにひずみが増大する非線形の応力-ひずみ関係を示し、ひび割れが発生した後は、ひび割れ直角方向の剛性が低下する。一方、引張側では発生応力が引張強度に達するまでは線形の応力-ひずみ関係を示し、ひび割れが発生し始めると引張軟化挙動を示して、完全にひび割れが入る（この状態を限界ひずみという）と応力を負担しなくなる（図 5.2.3-8）。

鉄筋単体の非線形特性は、圧縮・引張側ともに発生応力が降伏強度に達するまでは線形の応力-ひずみ関係を示し、降伏後の剛性はほぼ 0 となる（図 5.2.3-9）。

RC では、これらの単体材料の非線形挙動に加え、ひび割れ発生とともにコンクリートと鉄筋が相互に影響を与え、単体とは異なる非線形挙動を示す。

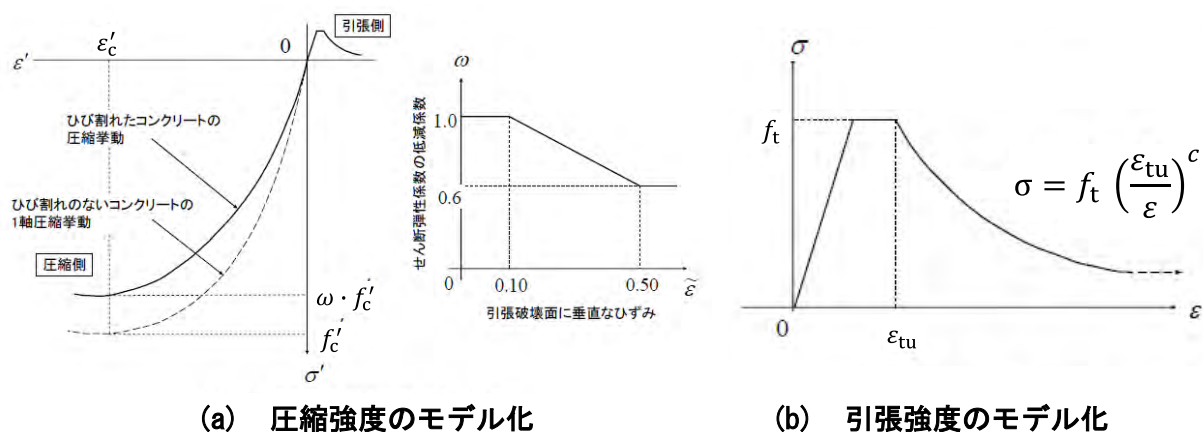


図 5.2.3-8 コンクリートの非線形特性のモデル化

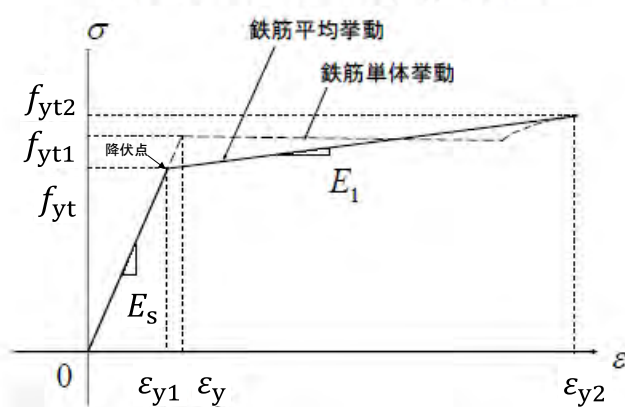


図 5.2.3-9 鉄筋引張挙動のモデル化

i. コンクリート

コンクリートの非線形特性については、コンクリート標準示方書に準じ設定を行う。

(a) 圧縮側

一軸圧縮応力下における応力－ひずみ関係の例を図 5.2.3-10 に示す。このモデルでは、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表される曲線が用いられ、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を示すことが可能となっている。

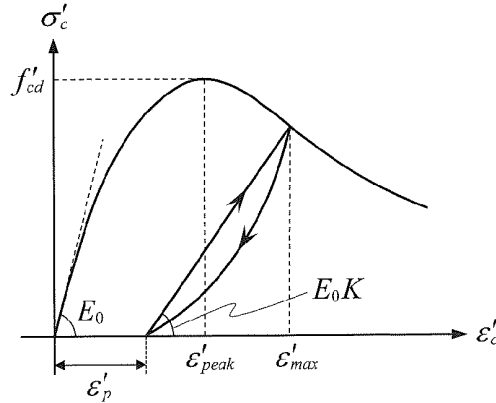


図 5.2.3-10 コンクリートの簡略化した一軸圧縮応力-ひずみ関係 ^{8)P. 487}

$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

f'_{cd} : 設計圧縮強度

f'_{ck} : 設計基準強度

γ_c : 安全係数（材料係数：コンクリート）

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ（一般に、0.002 としてもよい）

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

(b) 引張側

一軸引張応力下における応力－ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性としてもよく、ひびわれ強度以降は軟化曲線を用いてモデル化するものとする。鉄筋コンクリートでは、コンクリートと鋼材間の相互作用が無視できないので、その影響をコンクリート及び鋼材の応力－ひずみ関係に適切に考慮するものとした。一般には、図 5.2.3-11 に示すような、十分に配筋された鉄筋コンクリートの引張領域に適用する平均応力－ひずみ関係を用いるのがよい。

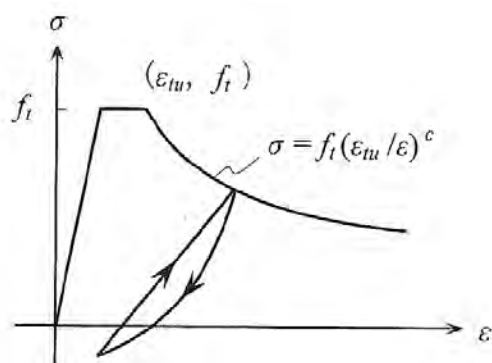


図 5.2.3-11 鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した引張応力-ひずみ関係 ⁸⁾P. 484

$$\sigma_c = f_t(\varepsilon_{tu}/\varepsilon_c)^c$$

ここに、 f_t : 引張強度(= $\alpha_t f_{td}$)

f_{td} : 圧縮強度の特性値

α_t : 引張強度の低減係数 (≤ 1.0)

ε_{tu} : 引張軟化開始ひずみ (一般に、0.0002 としてもよい)

c : 引張軟化特性を表す係数で、異形鉄筋が十分に配置されている場合には 0.4 とする。

ii. 鉄筋・鉄骨

鉄筋・鉄骨の非線形特性については、コンクリート標準示方書に準じ設定を行う。

コンクリート中の鉄筋・鉄骨の応力-ひずみ関係は、ひび割れを複数含む領域における鉄筋降伏後の挙動を適切にモデル化するため、鉄筋単体の応力-ひずみ関係ではなく、ひび割れやコンクリートとの付着効果を考慮した平均応力-平均ひずみ関係を設定する。

(a) コンクリート中の補強材（鉄筋・鉄骨）の平均応力-平均ひずみ関係

コンクリート中の鉄筋のひずみ硬化特性を考慮した平均応力-平均ひずみ関係は、一般に図 5.2.3-12 及び下式に示す応力-ひずみ関係を用いる (図、式中の上線付き記号表記が平均応力、平均ひずみを示す)。下式の骨格曲線及び除荷・再載荷履歴曲線は、 $(\varepsilon_s, \sigma_s)$ を応力反転位置とするバウジンガー効果を考慮した除荷・再載荷のループを、原点を通る曲線として表したものである。

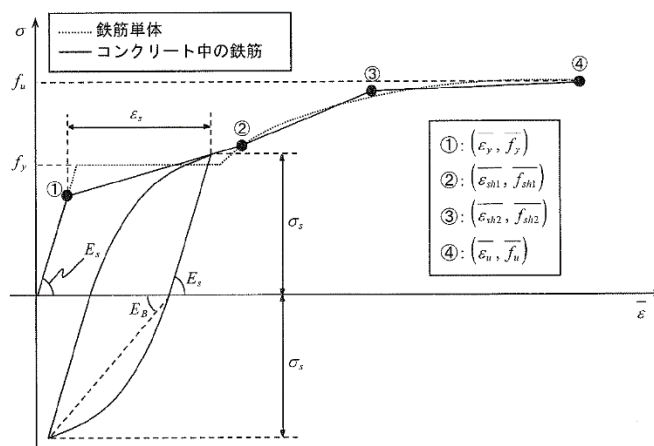


図 5.2.3-12 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係 ⁸⁾P. 493

骨格曲線

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_s &= E_s \bar{\varepsilon}_s & (\bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_y) \\ &= \bar{f}_y + \left(\frac{\bar{f}_{sh1} - \bar{f}_y}{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_y} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_y) & (\bar{\varepsilon}_y < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_{sh1}) \\ &= \bar{f}_{sh1} + \left(\frac{\bar{f}_{sh2} - \bar{f}_{sh1}}{\bar{\varepsilon}_{sh2} - \bar{\varepsilon}_{sh1}} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_{sh1}) & (\bar{\varepsilon}_{sh1} < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_{sh2}) \\ &= \bar{f}_{sh2} + \left(\frac{\bar{f}_u - \bar{f}_{sh2}}{\bar{\varepsilon}_u - \bar{\varepsilon}_{sh2}} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_{sh2}) & (\bar{\varepsilon}_{sh2} < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_u)\end{aligned}$$

$$\bar{\varepsilon}_s = \bar{f}_y / E_s$$

$$\bar{f}_y = (1.0 - 0.5k_1)f_y$$

$$\bar{\varepsilon}_{sh1} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \varepsilon_y$$

$$\bar{f}_{sh1} = \bar{f}_y + (f_y - \bar{f}_y) \alpha_4$$

$$\bar{f}_{sh2} = 1.02 \left[\bar{f}_{sh1} + \left\{ 1 - \exp \left(\frac{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_{sh2}}{k_5} \right) \right\} \cdot (1.01 f_u - \bar{f}_{sh1}) \right]$$

$$\bar{\varepsilon}_u = \bar{\varepsilon}_{sh1} - k_5 \cdot \ln \left(1 - \frac{\bar{f}_u - \bar{f}_{sh1}}{1.01 f_u - \bar{f}_{sh1}} \right)$$

$$\bar{f}_u = (0.993 - 0.22k_1^2 k_4^{-3}) f_u$$

ここに、 $\alpha_1 = (2.7 - k_2) + (0.42 + 0.18k_2)k_3$

$$\alpha_2 = (0.045 + 0.055k_3) + (1.0 - 0.1k_3)k_1$$

$$\alpha_3 = a - b \cdot k_4 \geq 1.0$$

$$\alpha_4 = c + (1 - c)[1 - \exp\{-d(k_4 - 1.09)\}]$$

$$a = 3.25 - 0.25k_3 \geq 2.08$$

$$b = 1.5 - k_3/6 \geq 0.72$$

$$c = 0.4k_3^{0.25} + (1 - 0.4k_3^{0.25})[1 - \exp\{-0.5k_3^{0.4}(k_1^{-1} - 1.0)\}]$$

$$d = 7.5 - (k_1^{-1} - 1.0)(e - 7.5)/0.75 \geq e$$

$$e = 10 - 1.2k_3$$

$$k_1 = p_{cr}/p \quad k_2 = f_y/350 \quad k_3 = \varepsilon_{sh}/\varepsilon_y \quad k_4 = f_u/f_y$$

$$p_{cr} = f_t/f_y$$

$$k_5 = 0.035(400/f_y)^{1/3}$$

$$f_y : \text{鉄筋単体の降伏強度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_u : \text{鉄筋単体の引張強度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_s : \text{鉄筋単体のヤング率 (N/mm}^2\text{)}$$

$$\varepsilon_y : \text{鉄筋単体の降伏ひずみ}$$

$$\varepsilon_{sh} : \text{鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ}$$

$$p : \text{鉄筋比}$$

$$f_t : \text{コンクリートの引張強度 (N/mm}^2\text{)}$$

除荷・再載荷履歴曲線

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_s} - r \right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_s} + r - 1 \right) - r(1 - r) = 0$$

$$r = \frac{E_s}{E_s - E_B}$$

$$E_B = -\frac{E_s}{6} \cdot \log_{10}(10\varepsilon_s)$$

ここに、 ε_s : 骨格曲線部の経験ひずみの総和

σ_s : 除荷開始時の応力

なお、ひずみ硬化の影響が顕著な大ひずみ領域までを解析の対象としない場合には、図 5. 2. 3-12 の①～②点間の勾配を二次勾配とするバイリニア型の骨格曲線を用いてよい。

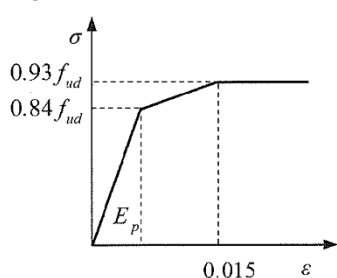
(b) 鉄筋単体の応力ひずみ関係

$$\begin{aligned}\sigma &= E_s \varepsilon \quad (0 \leq \varepsilon < f_{yd}/E_s; \text{弾性域}) \\ &= f_{yd} \quad (f_{yd}/E_s \leq \varepsilon < \varepsilon_{sh}; \text{降伏棚}) \\ &= f_{yd} + \left(1 - \exp((\varepsilon_{sh} - \varepsilon)/\kappa)\right) (1.01f_{ud} - f_{yd}) \quad (\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon < f_u/E_s; \text{ひずみ硬化域}) \\ \kappa &= 0.032(400/f_{yd})^{1/3}\end{aligned}$$

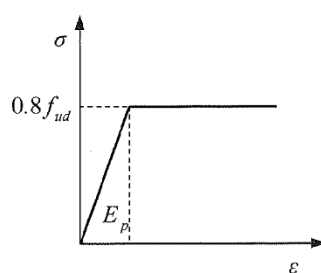
ここに、 σ ：鉄筋応力 ε ：鉄筋ひずみ E_s ：鉄筋ヤング率 (N/mm²)

f_{yd} ：設計降伏強度 (N/mm²) f_{ud} ：設計引張強度 (N/mm²)

ε_{sh} ：ひずみ硬化開始ひずみ



(a) PC鋼線、PCより線および
PC鋼棒 1 号の応力-ひずみ関係



(b) PC鋼棒 2 号の応力-ひずみ関係

図 5. 2. 3-13 PC 鋼材のモデル化された応力-ひずみ関係 8)P. 491

<設定例>

①コンクリート

コンクリートの材料物性の設定例を表 5. 2. 3-6 に示す。

表 5. 2. 3-6 コンクリートの材料物性の設定例 1)P. 2-7

物性	記号	値	備考
圧縮強度	f'_c	29 N/mm ²	建設時の材料強度試験値及び材齢に伴う強度増加から推定
質量密度	ρ_c	2.5 g/cm ³	鉄筋・鉄骨を含む値として設定
弾性係数	E_c	27.5 kN/mm ²	圧縮強度から推定
ポアソン比	ν_c	0.2	一般値
引張強度	f_t	2.171 N/mm ²	コンクリート標準示方書を参照して、下式により算出 $f_t = 0.23f'_c{}^{2/3}$

表 5. 2. 3-6 に示した材料物性に基づき設定した、コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮側及び引張側）を図 5. 2. 3-14 及び図 5. 2. 3-15 に示す。

まず、圧縮側は応力-ひずみ関係において、圧縮強度の 1/3 までは弾性係数 E_c の弾性範囲とし、圧縮強度 f'_c に対するひずみ ε'_{peak} は 0.002 とした。一方、引張側の応力-ひずみ関係は、図 5. 2. 3-16 のようにモデル化し、コンクリートと鉄筋の付着特性（係数 C ）

を異形鉄筋に対応する 0.4 とした。コンクリート引張降伏ひずみ ε_t 及びひび割れ限界ひずみ ε_{tu} ($=\varepsilon_t \times 2$) はそれぞれ 0.789×10^{-4} 及び 1.58×10^{-4} とした。

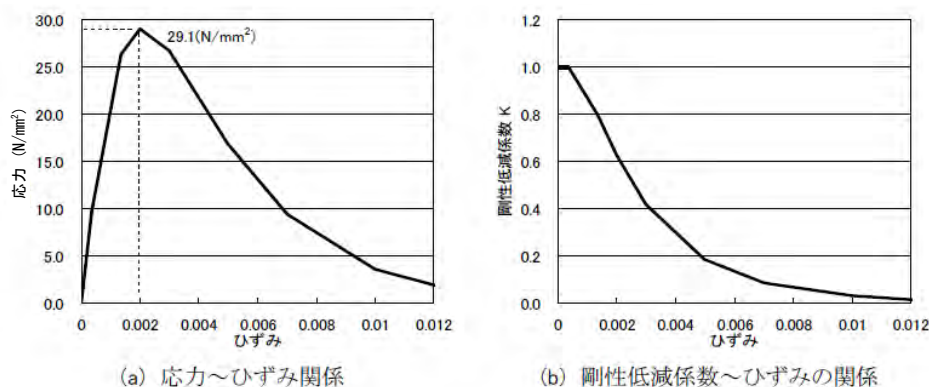


図 5.2.3-14 詳細モデルに用いたコンクリート（圧縮側）の非線形特性 ¹⁾P.2-8

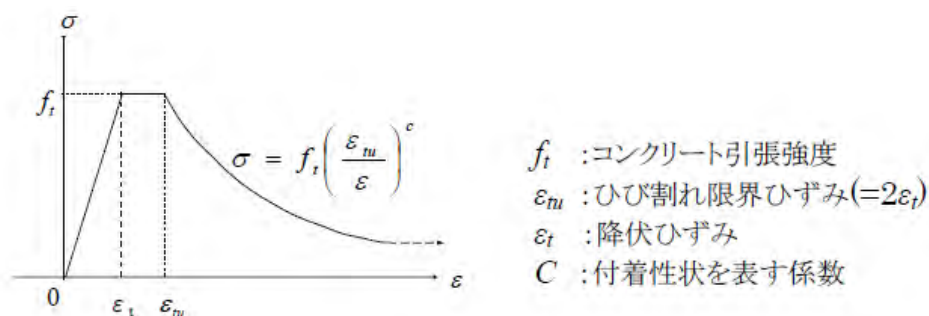


図 5.2.3-15 コンクリート引張域の平均応力ー平均ひずみ関係 ¹⁾P.2-8

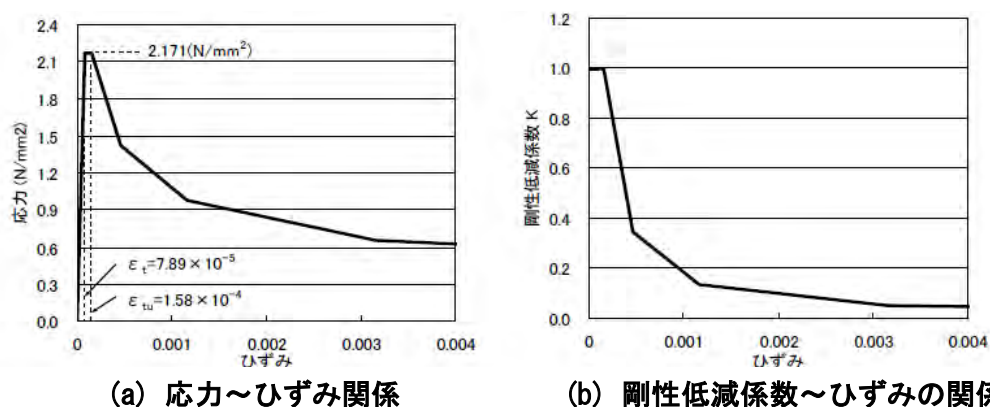


図 5.2.3-16 詳細モデルに用いたコンクリート（引張側）の非線形特性 ¹⁾P.2-8

②鉄筋・鉄骨

鉄筋及び鉄骨の材料物性の設定例を表 5.2.3-7 に示す。

鉄筋の非線形特性は、鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮した平均応力ー平均ひずみ関係として、図 5.2.3-17 に示すバイリニアモデルとした。

表 5.2.3-7 鉄筋 (SD295) ・鉄骨 (SS400) の基本物性 1)P. 2-9

物性	記号	値	備考
降伏強度 (鉄筋)	f_y	325 N/mm ²	SD295 の実際の降伏強度として JIS 保証値 295 N/mm ² の 1.1 倍とした。
降伏強度 (鉄骨)	f_y	195 N/mm ²	SS400 の JIS 保証値
質量密度	ρ_s	0 g/cm ³	コンクリート分に含まれていると考える。
弾性係数	E_s	200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書より
ポアソン比	ν_s	0.3	一般値
減衰定数	h_s	0.02	材料・逸散減衰として、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編を参照。履歴減衰は別途非線形特性により考慮。

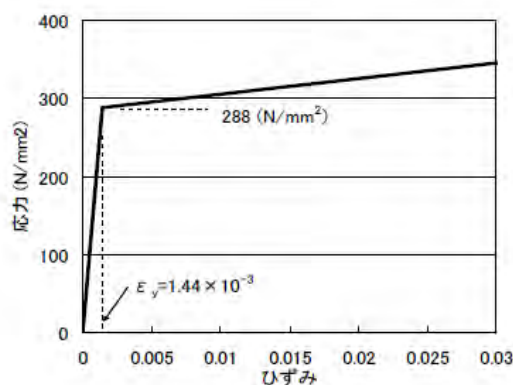


図 5.2.3-17 鉄筋の非線形特性 1)P. 2-10

5.2.3.3 境界条件

取水塔基礎部や塔体底部など、構造物の地震時の挙動を適切に評価できるよう設定したモデルの底面を固定境界とし、設定した地震動を入力する。

取水塔と併せて連絡橋梁をモデル化する場合は、取水塔基礎及び橋梁基礎（地山側）を固定境界とし、地震動を入力する。

5.2.4 耐震性能照査

5.2.4.1 概要

独立塔型取水設備の耐震性能照査は、5.2.3 節で示す「荷重のモデル化」、「解析モデルの設定」について、構造物の地震時応答特性に応じた適切な手法を組み合わせ、実施する必要がある。また、照査結果が耐震性能を満足しない場合、異なる組合せにより信頼性の高い評価が期待できる場合に、再度同様の検討を実施し、順次高度な評価法による照査を行うことができる。

独立塔型取水設備の耐震性能照査手順の標準的なフローを図 5.2.4-1 に示す。

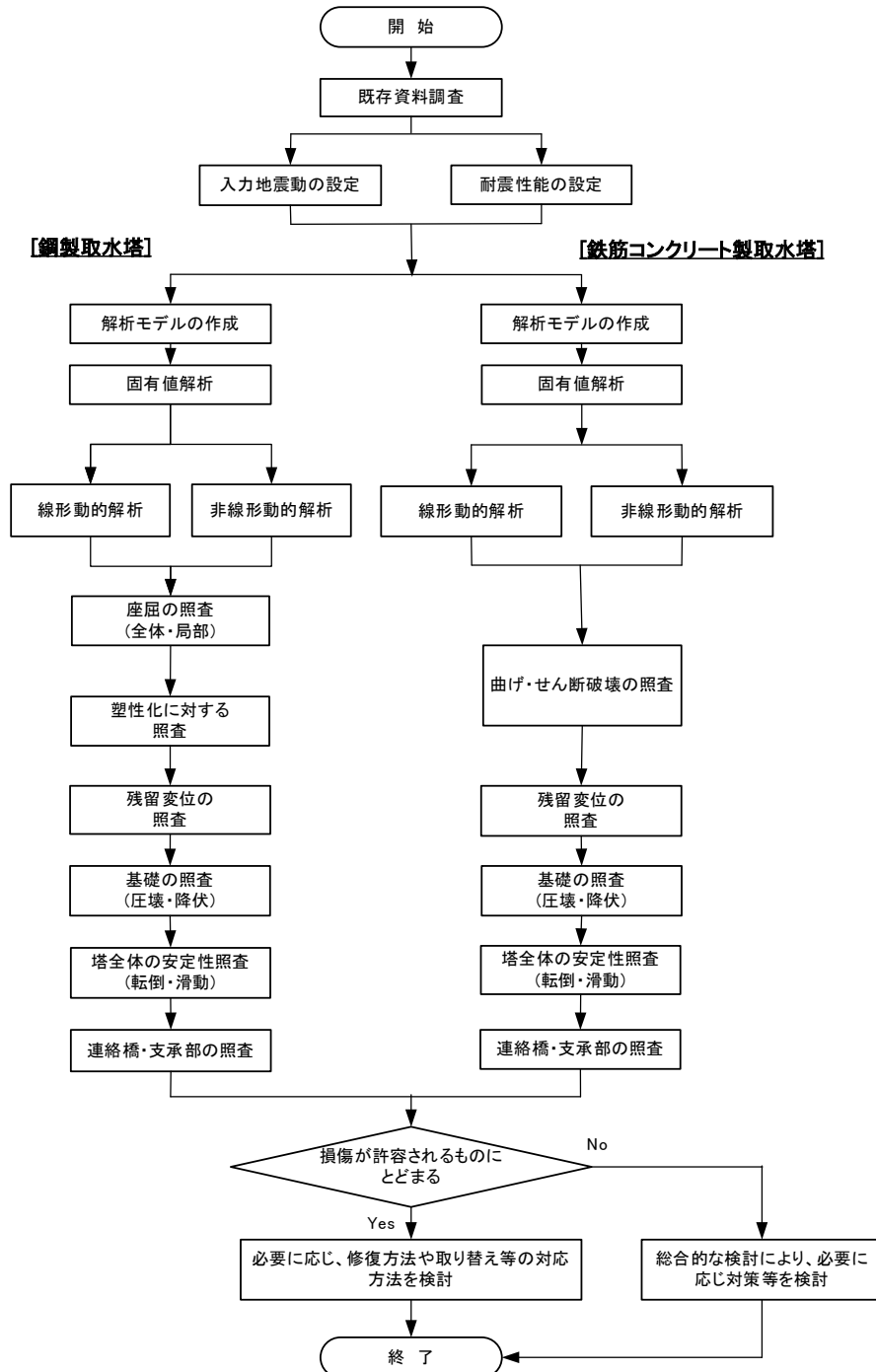


図 5.2.4-1 独立塔型取水設備の照査フロー

5.2.4.2 許容耐力及び許容変位

(1) 鋼材

1) 許容座屈応力

① 局部座屈

当該部材の寸法等に関する諸要件（フランジ及びウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚及び断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメント）について『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されているものを参照する。

なお、これら寸法条件を満足しない場合には、表 5.2.4-1～5.2.4-3 に示す許容応力度に、設計で用いられる安全率(2.0 程度)をかけた値を用い照査を行う。

表 5.2.4-1 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 ^{3)P.116}

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{39.8 f} \leq t$ $:\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{39.8 f}$
SM490	160 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{34.5 f} \leq t$ $:\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{34.5 f}$
SMA490	180 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{32.5 f} \leq t$ $:\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{32.5 f}$

表 5.2.4-2 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 ^{3)P.116}

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $120-2.1 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 28 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{28 f \cdot n} \leq t$ $:\frac{b}{56 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{28 f \cdot n}$ $:\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{56 f \cdot n}$
SM490	160 $160-3.2 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 24 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{24 f \cdot n} \leq t$ $:\frac{b}{48 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{24 f \cdot n}$ $:\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{48 f \cdot n}$
SMA490	180 $180-3.7 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 22 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{22 f \cdot n} \leq t$ $:\frac{b}{46 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{22 f \cdot n}$ $:\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{46 f \cdot n}$

表 5.2.4-3 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 ^{3)P.117}

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{12.9} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.9}$
SM490	160 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{11.2} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SMA490	180 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{10.6} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.6}$

② 全体座屈

限界座屈及び横倒れ座屈のそれぞれに対する基準耐力曲線で示される座屈応力度を図 5.2.4-2 に示す。

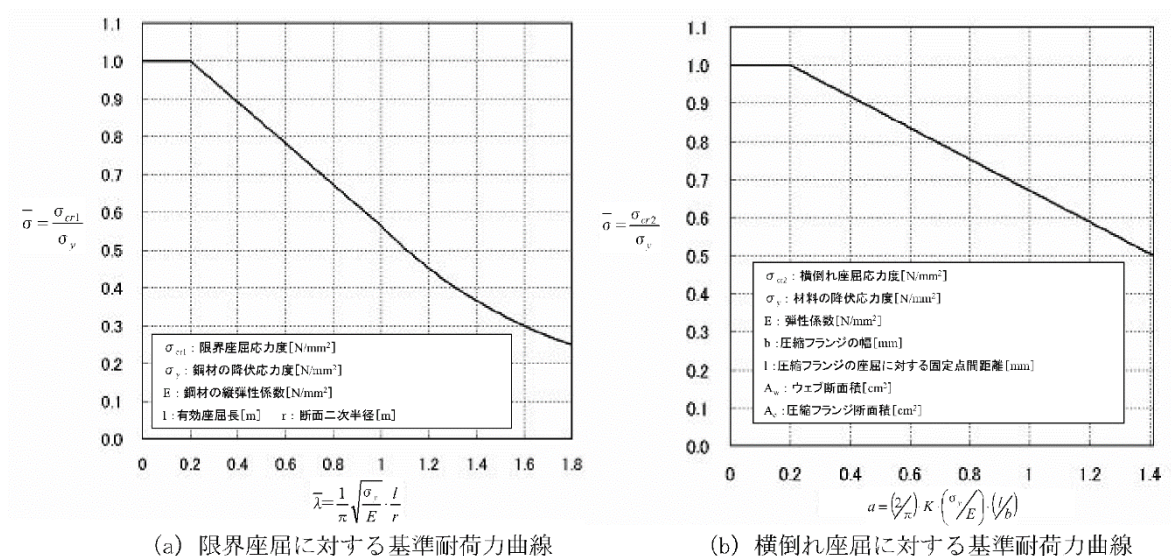


図 5.2.4-2 基準耐力曲線 2)P.86

『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されている限界座屈及び横倒れ座屈に対する許容応力度の算定式等を以下に示す。

i. 限界座屈（許容軸方向圧縮応力度）

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cao}}$$

ここに、 σ_{ca} ：許容軸方向圧縮応力度（N/mm²）

σ_{cag} ：表 5.2.4-4 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度（N/mm²）

σ_{cal} ：局部座屈に対する許容応力度（N/mm²）

σ_{cao} ：表 5.2.4-4 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値（N/mm²）

表 5.2.4-4 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 3)P.82
(溶接箱形断面以外の場合)

(単位：N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r} \leq 20$: 120	左記 応力度の 0.92 倍と する	$\frac{l}{r} \leq 15$: 160	左記 応力度の 0.94 倍と する	$\frac{l}{r} \leq 14$: 180	左記 応力度の 0.95 倍と する
圧縮部材	$20 < \frac{l}{r} \leq 93$:		$15 < \frac{l}{r} \leq 80$:		$14 < \frac{l}{r} \leq 76$:	
l : 部材の有効座屈長 (mm)	$120 - 0.75 \left(\frac{l}{r} - 20 \right)$		$160 - 1.12 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$		$180 - 1.33 \left(\frac{l}{r} - 14 \right)$	
r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)	$93 < \frac{l}{r} : \frac{1,000,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$		$80 < \frac{l}{r} : \frac{1,000,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$		$76 < \frac{l}{r} : \frac{1,000,000}{4,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$	
圧縮添接材	120		160		180	

ii. 横倒れ座屈（許容曲げ圧縮応力度）

表 5. 2. 4-5 許容曲げ圧縮応力度 3)P. 84

(単位：N/mm²)

銅 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
曲げ応力度 桁の圧縮	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K} :$ 120		$\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K} :$ 160		$\frac{\ell}{b} \leq \frac{7}{K} :$ 180	
Aw: 腹板の総断面積 (mm ²)	$\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30 :$		$\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30 :$		$\frac{7}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27 :$	
Ac: 圧縮フランジの総断面積 (mm ²)		左記応力度の 0.92 倍とする		左記応力度の 0.94 倍とする		左記応力度の 0.95 倍とする
ℓ : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm)	$120 - 1.1(K \frac{\ell}{b} - 9)$		$160 - 1.6(K \frac{\ell}{b} - 8)$		$180 - 1.9(K \frac{\ell}{b} - 7)$	
b: 圧縮フランジの幅 (mm)	ただし $\frac{Aw}{Ac} < 2$ の場合は		ただし $\frac{Aw}{Ac} < 2$ の場合は		ただし $\frac{Aw}{Ac} < 2$ の場合は	
$K = \sqrt{3 + \frac{Aw}{2Ac}}$	K = 2 とする		K = 2 とする		K = 2 とする	
圧縮フランジがスキンプレート等で直接固定された場合	120		160		180	

2) 降伏応力及び降伏ひずみ

① 降伏応力

降伏応力の設定例を表 5. 2. 4-6 に示す。なお、降伏応力は必要に応じ、表 5. 2. 4-7 に示す継手効率を乗じ設定する（『水門鉄管技術基準』参照）。

表 5. 2. 4-6 降伏応力度の設定例 2)P. 178

部位	材質	単位体積重量 ^{注 1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比	降伏応力度 ^{注 2)} [N/mm ²]
塔体	SUS304	77.0	1.93×10^5	0.3	205
塔上架台	SM400	77.0	2.06×10^5	0.3	235

注 1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるように調整した。

注 2) 鋼材の降伏応力度は『ダム・堰施設技術基準(案)』に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計に用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とし、ステンレス鋼についても同様とした。

表 5. 2. 4-7 溶接の継手効率 10)P. 41

区 分		工場溶接	現場溶接
突合わせ溶接継手	放射線検査を行うとき	0.95 (1.0)	0.90 (0.95)
	放射線検査を行わないとき	0.85	0.80
すみ肉溶接継手		0.95	0.90

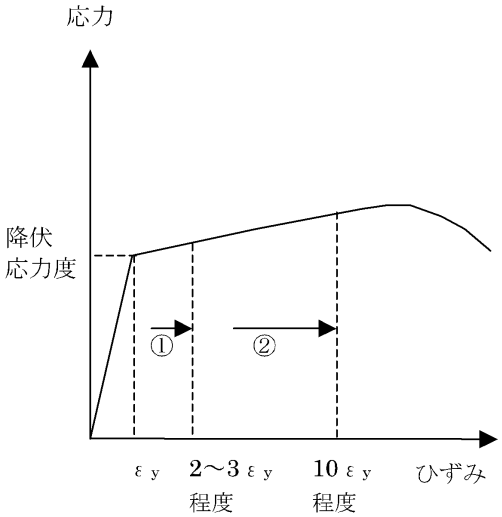
- (注) (1) 水門扉及び放流管の主要構造物の突合わせ継手は、溶接線長の 5% 以上の検査を行うものとする。
 (2) 特に新しい材料、高圧ゲート、複雑な構造物などの重要な突き合わせ継手は、溶接線長の 20% 以上の検査を行うことを標準とする。
 (3) 溶接線の全長について放射線検査を行う場合は、() 内の効率とする。

② 降伏ひずみ

鋼構造物の照査においては、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。これら基準量の目安となるひずみ量の考え方を表 5.2.4-8 に示す。

なお、弾性解析結果から降伏後のひずみ量をエネルギー一定測により算出する場合は、降伏ひずみの 2 倍までを限度とし、それを超えるひずみが想定される場合は、非線形解析結果により照査を行う必要がある。

表 5.2.4-8 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 ^{2) P.88}

区分	対応する部材の力学的状態	
① ほぼ弾性域内にとどまること	- 発生応力が降伏応力度以下もしくは降伏応力度をわずかに超える程度にとどまる状態 - 降伏ひずみ ϵ_y に対し、最大ひずみが 2~3 倍程度以内	
② 限定的な塑性化にとどまること	- 発生応力が部分的に降伏応力度を超えるが、耐荷力に達するまでには余裕がある状態 - 降伏ひずみ ϵ_y に対し、最大ひずみが 10 倍程度以内	
③ 限定的な部分の破壊にとどまること	限られた範囲の部材で、発生応力が耐荷力を超える状態	

3) 許容残留変位

独立塔型取水設備に設置されるゲートについて、ゲートが開閉可能となる限界残留変位量を確認し、これに基づき、塔体残留変位量の許容値を設定することとする。

また、「損傷の修復を容易に行える状態」であることを照査するための許容残留変位は、塔高の 1/100 とする。

＜参考＞許容残留変位 ^{7) P.182~183}

平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震により被災した橋脚では、橋脚の残留変位が橋脚高さの 1/60 程度又は 150mm 程度以上生じた場合には、残留変位を強制的に修復することが困難であったこと、支承部の嵩上げが必要になる等復旧が困難であることから橋脚の再構築を必要とした事例があったこと等を考慮して残留変位についても橋の求める機能に応じて所要の範囲に抑えることが求められる。なお、個別に検討を行わない場合は、制限値として橋脚高さの 1/100 を原則とすることが規定されている。

(2) 鉄筋コンクリート

1) 曲げ及びせん断破壊

① 曲げ破壊に対する許容値

コンクリートの引張強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

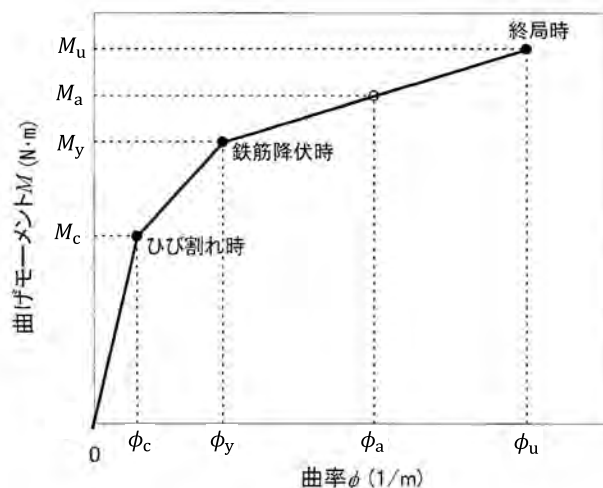
また、コンクリート及び鉄筋の各強度に関連したひずみ量は、材料の強度と弾性係数を用い算出する。

- ・コンクリートの(曲げ)引張強度： $f_{tk} = 0.23(f'_{ck})^{2/3}$
- ・コンクリートの引張強度ひずみ： $\varepsilon_t = \frac{f_{tk}}{E_c}$
- ・コンクリートのひび割れ限界ひずみ： $\varepsilon_{tu} = 2\varepsilon_t$
- ・鉄筋の降伏ひずみ： $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yk}}{E_{sy}}$

ここに、 f'_{ck} ：圧縮強度の特性値（設計基準強度）（N/mm²）

f_{yk} ：降伏強度の特性値（N/mm²）

$M-\phi$ 関係による許容塑性率等で照査を行う場合は、上記で設定した強度及びひずみ量から、鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係等を設定する。なお、許容曲げ耐力及び許容曲率については、土地改良事業設計指針「耐震設計」等を参考に、適切な値を設定する。



M_c ：ひび割れモーメント、 M_y ：降伏モーメント、 M_a ：許容曲げ耐力、 M_u ：終局モーメント
 ϕ_c ：ひび割れ曲率、 ϕ_y ：降伏曲率、 ϕ_a ：許容曲率、 ϕ_u ：終局曲率

図 5.2.4-3 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係

<参考>鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 ^{5) P. 165. P. 161~162}

5.4.9 許容塑性率

許容塑性率 μ_a は、以下により算出するものとする。

(1) 曲げ破壊型

式 (5.4.30) により算出するものとする。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (5.4.30)$$

ここに、

μ_a ：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

δ_u : 「5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性」に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)

δ_y : 「5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性」に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm)

α : 安全係数で、表 5.4.5 による。

表-5.4.5 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプⅠの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
限定された範囲にとどめる	3.0	1.5
致命的な損害を防止する	2.4	1.2

(2) 曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型
許容塑性率は 1.0 とする。

5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性

単柱式鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 P_c 、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u 並びに降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u は、タイプⅠ及びタイプⅡの地震動それぞれに対して、以下により算出するものとする。

(1) ひび割れ水平耐力 P_c

ひび割れ水平耐力 P_c は、式(5.4.16)により算出するものとする。

$$P_c = \frac{M_c}{h} \quad (5.4.16)$$

ここに、

M_c : 部材基部断面のひび割れ曲げモーメント (N・mm)

h : 部材基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

ただし、 h は単柱式橋脚の場合

(2) 降伏水平耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y

降伏水平耐力及び降伏変位は、それぞれ、式(5.4.17)及び式(5.4.18)により算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h} \quad (5.4.17)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (5.4.18)$$

ここに、

δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位
(以下「初期降伏変位」という。) (mm)

M_u : 部材基部断面の終局曲げモーメント (N・mm)

M_{y0} : 部材基部の断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント (N・mm)

(3) 終局水平耐力 P_u 及び降伏変位 δ_u

終局水平耐力及び終局変には損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、式(5.4.19)及び式(5.4.20)により算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h} \quad (5.4.19)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \quad (5.4.20)$$

ここに、

h : 部材基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長(mm)で、式(5.4.21)により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (5.4.21)$$

D : 断面高さ (mm) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

ϕ_y : 橋脚基部における降伏曲率 (mm^{-1})

ϕ_u : 橋脚基部における終局曲率 (mm^{-1})

② せん断破壊に対する許容値

コンクリートのせん断強度は、『コンクリート標準示方書』に準じ設定する。

$$\text{コンクリートのせん断強度} : f_{vcd} = 0.20(f'_{cd})^{1/3}$$

$$\text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、 f'_{cd} : 設計せん断耐力

2) 基礎（フーチング）の支圧強度

コンクリートの支圧強度は、『コンクリート標準示方書』に準じ設定する。

$$\text{コンクリートの支圧強度} : f'_{ak} = \eta \cdot f'_{ck}$$

$$\text{ただし、} f'_{ak} = \eta = \sqrt{\frac{A}{A_a}} \leq 2$$

ここに、 A : コンクリート面の支圧分布面積

A_a : 支圧を受ける面積

f'_{ck} : 設計基準強度

3) 基礎の降伏

「基礎の降伏」は、『土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」』に準じ規定する。各基礎形式における「基礎の降伏」の判定基準は、以下に示すいずれかが生じることとする。

① ケーソン基礎

- (a) ケーソン本体が降伏する。
- (b) 基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が基礎根入れ長の 60%に達する。
- (c) 基礎底面において浮上りを生じた面積が基礎底面の 60%に達する。

② 杭基礎

- (a) すべての杭において杭体が降伏する。
- (b) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。

③ 鋼管矢板基礎

- (a) 井筒外周の押し込み側の 1/4 の周囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏点に達する。
- (b) 1/4 以上の鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。
- (c) 鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮上りを生じたものとの合計が、全鋼管矢板の 60%に達する。

4) 許容残留変位

独立塔型取水設備に設置されるゲートについて、ゲートが開閉可能となる限界残留変位量を確認し、これに基づき、塔体残留変位量の許容値を設定することとする。

また、「損傷の修復を容易に行える状態」であることを照査するための許容残留変位は塔高の 1/100 とする。

＜参考＞許容残留変位 7)P.182～183

平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震により被災した橋脚では、橋脚の残留変位が橋脚高さの 1/60 程度又は 150mm 程度以上生じた場合には、残留変位を強制的に修復することが困難であったこと、支承部の嵩上げが必要になる等復旧が困難であることから橋脚の再構築を必要とした事例があったこと等を考慮して残留変位についても橋の求める機能に応じて所要の範囲に抑えることが求められる。なお、個別に検討を行わない場合は、制限値として橋脚高さの 1/100 を原則とすることが規定されている。

5.2.4.3 照査方法

(1) 鋼製取水塔

1) 座屈

鋼構造物の照査において、特に圧縮力を受ける部材については、部材の力学状態が弾性域にとどまり降伏が生じない場合でも座屈が生じた場合には耐力が大幅に低下する可能性がある。このため、座屈に対する安全性を確認することが必要となる。

鋼部材の座屈に対する検討は、一般に全体座屈及び局部座屈について行われる。局部座屈については、各部材のフランジ及びウェブが降伏応力度に達するまで局部座屈を生じないような部材寸法であるかを、フランジ及びウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚及び断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメントの値を設計基準値（『ダム・堰施設技術基準（案）』）と比較し、照査を行う。

なお、部材寸法が設計基準値を満足しない場合には、解析結果と許容値（表 5.2.4-1～5.2.4-3 に示す許容応力度に安全率（2.0 程度）をかけた値）を比較することにより照査する。全体座屈については、解析により得られた当該部材に生じる限界座屈及び横倒れ座屈のそれぞれに対し、基準耐荷力曲線（図 5.2.4-4）で示される許容座屈応力度を比較することにより評価することができる。

また、曲げモーメント及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、次式により合成応力度を計算し、許容座屈応力度と比較を行う。

① 曲げモーメント及び軸方向応力による垂直応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$$

② 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g2} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2}$$

ここに、 σ_{g1} , σ_{g2} : 合成応力度 (N/mm²)

σ_1 : 曲げモーメント及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 : 曲げ及びねじりによるせん断応力度 (N/mm²)

2) 塑性化

① 線形動的解析

解析結果から塑性化の有無を照査する。その結果、塑性化が懸念される場合は、エネルギー一定則から、塑性化後のひずみ量を算出し、塑性化の程度が「ほぼ弾性域内」であるかを照査する。なお、線形動的解析結果から、塑性化後のひずみ量を算定する場合、塑性化率は 2 ままでとし、それを超過する場合は、非線形解析により照査を行う。

② 非線形動的解析

解析結果から塑性化の有無及び塑性化の程度を照査する。なお、解析結果については、平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価することができる。照査にあたっては、構造上重要な

部材については「ほぼ弾性域内」であること、その他部材については「限定的な塑性化にとどまる」ことを照査する。

3) 残留変位

解析結果から取水塔天端位置での残留変位 δ_r を算出し、残留変位量が許容値（塔高さの 1/100）以下であることを照査する。

4) 基礎（フーチング）の圧壊

取水塔基礎の耐震安定性は、動的解析結果から得られる取水塔基礎底面の地盤反力に解析では考慮されていない水重及び揚圧力を加算して得られた合力を用い、基礎コンクリートの圧壊が生じないこと（基礎底面における地盤反力度が基礎コンクリートの許容圧縮応力度以下であることを）を照査する。

なお、照査に当たっては、基礎や周辺地盤の状況を勘案し、基礎に対する耐震安定性が最も厳しい状態となる時点での地盤反力を用いて照査を行うとよい。

5) 基礎の降伏

基礎の降伏は、『土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」』に準じ判定することとし、5.2.4.2 (2) 3) に示す状態に至らないことを照査する。

<参考> 基礎に対する照査基準について

「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」（以下、「設計基準頭首工」）」及び「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 24 年 3 月（以下、「道路橋示方書」）」では、原則として、堰柱部材に塑性化（エネルギー吸収能）を期待する場合、基礎工に要求する限界状態を「副次的な塑性化に留まる状態」としている。ここで、「副次的な塑性化」とは、「基礎の降伏以下に相当する塑性化のことであり、基礎全体として修復が困難となる損傷が生じないように必要な耐力及び剛性を確保するが、地盤の非線形性の影響等により、基礎を構成する一部の部材に塑性化を考慮する状態」である。

「基礎の降伏」については、基礎の形式によりその抵抗特性が大きく異なるため、基礎形式ごとに目安が設定されている。道路橋示方書では、フーチングについては、橋脚に作用する地震力を基礎に確実に伝達させる部材であるため、その限界状態を「力学的特性が弾性域を超えない限界の状態」としている。なお、堰柱部材に塑性化を期待し、基礎を副次的な塑性化に留める理由は、基礎の損傷は発見が難しく、また、その修復も大がかりなものとなり容易ではないためである。

取水塔においても、塔体に塑性化を期待することが適当だと考えられることから、原則として、基礎工に要求する限界状態を「副次的な塑性化に留まる状態」とした。

6) 取水塔全体の安全性（転倒・滑動）

取水塔基礎の耐震安定性（転倒・滑動）は、動的解析結果から得られる取水塔基礎底面の地盤反力を基に、取水塔全体の転倒、滑動及び基礎コンクリートの圧壊が生じないことを照査する。

なお、照査にあたっては、基礎や周辺地盤の状況を勘案し、基礎に対する耐震安定性が最も厳しい状態となる時点での地盤反力を用い照査を行うとよい。

① 転倒に対する安定

取水塔全体の転倒に対する安全性は、合力の作用位置が取水塔基礎底面内($\leq B$)にあることを次式により確認する。

$$d = \frac{M}{V}$$

ここに、 d ：合力の作用位置(m)

M ：取水塔基礎底面上流端まわりのモーメント (kN・m/m)

V ：取水塔基礎底面に働く鉛直合力 (kN/m)

B ：取水塔基礎底面の幅 (m)

② 滑動に対する安定

取水塔の滑動に対する安定は、取水塔基礎底面に働く水平合力 H が、取水塔基礎と地盤との摩擦抵抗力以下であることを確認する。取水塔基礎と地盤との摩擦係数 f は、設計時の安定計算書等を参考に設定する。

耐震性能としては、滑動安全率 $Fs=1.0$ 以上を確保するものとする。

$$Fs = \frac{f \cdot V}{H}$$

ここに、 Fs ：安全率

V ：取水塔基礎底面に働く鉛直合力 (kN/m)

H ：取水塔基礎底面に働く水平合力 (kN/m)

f ：取水塔基礎底面と地盤との摩擦係数 ($f=0.7$ ：岩盤の場合)

7) 連絡橋梁及びその支承部

連絡橋梁をモデル化した場合、取水塔天端と連絡橋梁の最大相対変位量と連絡橋梁の桁かかり長及び取水塔側と連絡橋梁の間の遊間長を比較し、落橋及び取水塔と連絡橋梁の衝突の可能性を照査する。また、連絡橋梁の可動支承における許容変位量との比較を行うことで、支承部の損傷について照査を行う。

(2) 鉄筋コンクリート製取水塔

1) 曲げ及びせん断破壊

解析結果から、曲げ及びせん断破壊の有無を照査する。

照査にあたっては、①計算結果と材料の許容応力値及び許容ひずみ値を直接比較する方法、②平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価する方法があり、用いた解析モデル及び解析手法、対象とする照査基準に応じ適切な方法を選択し照査を行う。

2) 残留変位

解析結果から取水塔天端位置での残留変位 δ_R を算出し、残留変位量が許容値（塔高さの 1/100）以下であることを照査する。

残留変位量は、①解析結果を直接用いる方法や、②土地改良事業設計指針「耐震設計」に示される算出式を用いる方法があり、用いた解析モデル及び解析手法に応じた適切な方法を選択し照査を行う。

<土地改良事業設計指針「耐震設計」に示される算定式>

$$\delta_R = c_R(\mu_R - 1)(1 - r)\delta_y \quad (5.4.34)$$

ここに、

δ_R : 橋脚の残留変位 (mm)

c_R : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリートの橋脚では 0.6 とする。

μ_R : 橋脚の最大応答塑性率で、式 (5.4.35) により算出する。

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_z \cdot K_{hco} \cdot W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (5.4.35)$$

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚では 0 とする。

δ_y : 橋脚の降伏変位 (mm)

C_z : 地域別補正係数

K_{hco} : レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

3) 基礎の圧壊

取水塔基礎の耐震安定性は、動的解析結果から得られる取水塔基礎底面の地盤反力に解析では考慮されていない水重及び揚圧力を加算して得られた合力を用い、基礎コンクリートの圧壊が生じないこと（基礎底面における地盤反力度が、基礎コンクリートの許容圧縮応力度以下であること）を照査する。

なお、照査にあたっては、基礎や周辺地盤の状況を勘案し、基礎に対する耐震安定性が最も厳しい状態となる時点での地盤反力を用いて照査を行うとよい。

4) 基礎の降伏

基礎の降伏は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」に準じ判定することとし、5.2.4.2 (2) 3) に示す状態に至らないことを照査する。

5) 取水塔全体の安全性（転倒・滑動）

鉄筋コンクリート取水塔基礎の耐震安定性（転倒・滑動）は、「(1)鋼製取水塔」の照査方法と同様とする。

6) 連絡橋梁及びその支承部

連絡橋梁及びその支承部については、「(1)鋼製取水塔」の照査方法と同様とする。

5.2.4.4 耐震性能照査にあたっての留意点

独立塔型取水設備の耐震照査にあたっては、以下の点に留意することが必要である。

- (1) 取水塔が配置されている周辺地山の地震時安定性が確保されていることや、周辺地山が崩壊したとしても取水塔に損傷を与えないことを確認する。
- (2) 取水設備下流の導水路（放流管等）が損傷して漏水が発生する場合は、取水塔で流水遮断をすることによりその影響を緩和できるため、地震後の取水塔のゲート操作性を照査する。

取水設備が地山近くに設置されていたことにより、地震による斜面崩壊によって取水設備に損傷が発生した事例がある。このため、取水塔の耐震性能照査では、周辺地山の地震時安定性に懸念がある場合は、別途斜面の安定性等の照査を行うことが必要となる。

5.3 洪水吐ゲート

5.3.1 レベル2地震動に対する照査基準

レベル2地震動に対する洪水吐ゲートの要求性能に対応する照査基準を表5.3.1-1に示す。なお、各対象部位の要求性能において、複数の照査基準が示されている場合、全ての項目について評価を行った上で、各対象部位の評価結果を踏まえ、設備全体の耐震性について総合的な評価を行う。

表 5.3.1-1 洪水吐ゲートのレベル2地震動に対する限界状態及び照査基準

(a) ゲート

対象設備	要求性能(限界状態)	照査基準
ゲート (耐震性能①に相当)	主要構造部材が座屈しない状態 (横倒れ座屈、局部座屈、曲げせん断座屈)	・ 主要構造部材の応力 ≤ 座屈に対する許容応力度
	補助構造部材が座屈しない又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)	・ 補助構造部材の応力 ≤ 座屈に対する許容応力度
	主要構造部材のひずみが弾性域内に留まる状態	・ 主要構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの2~3倍程度
	補助構造部材のひずみが限定的な塑性化に留まる状態	・ 補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの10倍程度
ゲート (耐震性能②に相当)	主要構造部材及び補助構造部材のひずみがほぼ弾性域内に留まる状態 (洪水吐)	・ 主要/補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみの2~3倍程度
	主要構造部材及び補助構造部材のひずみが弾性域内に留まる状態 (放流管)	・ 主要/補助構造部材のひずみ ≤ 降伏ひずみ
	ゲートと戸当り金物の水密性が確保される状態	・ ゲートのたわみ ≤ 許容変位

(b) ピア

対象設備	要求性能(限界状態)	照査基準
ピア (耐震性能①に相当)	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) ・ 作用曲げモーメント ≤ 許容曲げ耐力
		(せん断破壊に対する照査) ・ 作用せん断力 ≤ 許容せん断耐力
	ピアの変形によりゲートが崩壊 (損傷) しない状態	・ ゲート位置におけるピアの最大応答変位 ≤ ゲートの可動範囲
ピア (耐震性能②に相当)	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) ・ 作用曲げモーメント ≤ 許容曲げ耐力
		(せん断破壊に対する照査) ・ 作用せん断力 ≤ 許容せん断耐力
	損傷の修復を容易に行える状態	・ ピアの残留変位 ≤ ピアの高さの1/100
	ゲートが常時満水位以上まで開閉可能な状態	・ ピアの残留変形角 ≤ 許容残留変形角
		・ ピアの残留変位 ≤ ゲートの可動範囲

(c) 天端橋梁・操作架台・開閉装置・昇降装置

対象設備	要求性能(限界状態)	照査基準
操作架台 ゲート開閉装置 (耐震性能①に相当)	アンカ部の損傷により脱離し、ゲートの崩壊(損傷)させない状態	・アンカボルトの発生応力 ≦許容応力度
操作架台 ゲート開閉装置 (耐震性能②に相当)	損傷の修復を容易にでき、取水が可能となる状態	・アンカボルトの発生応力 ≦許容応力度 ・装置に損傷が発生しない
天端橋梁	落橋しゲートを崩壊(損傷)させない状態 必要な電力が供給可能な状態	・取水塔と橋台間の最大相対変位 ≦桁かかり長

洪水吐ゲートは、常時満水位がゲート敷高より高い場合、地震によって扉体の架構部又は支承部に大変形が生じたり、戸当り及び固定部や門柱部が損傷して扉体の脱落が生じたりすれば、制御できない貯水の流出が生じるおそれがある。このため、そのような損傷が生じないことを地震応答解析より確認する必要がある。

ゲート構造物の特徴は、鋼材を用いることで強度の高い構造物を軽量に作製できることである。その結果、ゲートに作用する地震荷重の一つである慣性力に対しては耐震上有利に働く。一方、大規模地震時の地震荷重で大きな割合を占める動水圧に対しては、部材が薄肉構造であるために座屈や発生応力に特に留意が必要であり、ゲートの耐震性を評価する場合には動水圧を精度良く求めることが重要となる。

なお、照査にあたって考慮する開閉状態として、全閉の状態(＝洪水処理を行っていない状態)を基本とする。

また、各ゲート型式において設定される照査項目を表 5.3.1-2 に示す。ここで示す「照査項目」とは、「照査実施部位とその要求性能の組み合わせ」である。

表 5.3.1-2 各ゲート型式において設定される照査項目

型式 部位	ラジアルゲート	ローラゲート
扉体	・架構部の主要構造部材(脚柱、主桁、水平桁)及び支承部(トラニオンボス、トラニオンピン、ペデスタル)：座屈を生じず部材の力学特性がほぼ弾性域内に留まること。 ・架構部の補助構造部材(トラス材)：座屈を生じても主要構造部材に関して上記条件を満足すること。 ・受圧部(補助桁、スキンプレート)：座屈を生じず、限定的な塑性化に留まること。	・架構部の主要構造部材(主桁、端桁)及び支承部(主ローラ、ロッカービーム)：座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内に留まること。 ・架構部の補助構造部材(トラス材、ブレイジング)：座屈を生じても、主要構造部材に関して上記条件を満足すること。 ・受圧部(補助桁、スキンプレート)：座屈を生じず、限定的な塑性化に留まること。

型式 部位	ラジアルゲート	ローラゲート
戸当り ・ 固定部 ・ 門柱部	・水密部及びサイドローラ： 限定的な部分の破壊に留まること。 ・トラニオンガーダ及びアンカ： 座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内に留まること。 ・門柱（ピア）部： 限定的な部分の損傷に留まること。	・水密部、フロントローラ及びサイドローラ： 限定的な部分の破壊に留まること。 ・ローラレール、ローラ踏面板（戸当り（重構造））： 座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内に留まること。 ・門構（主要部材）： 座屈を生じず、弾性域内に留まること。 ・門構（補助部材）及び戸当り（軽構造部）： 限定的な部分の破壊に留まること。 ・門柱（橋脚）： 限定的な部分の損傷に留まること。
開閉装置等	・機械式又は油圧式開閉装置： 移動、転倒、破損等が生じないこと。 ・機側操作盤： 移動、転倒、破損等が生じないこと。 ・操作橋（操作室床として使用されているもの）： 落橋しないこと。	・機械式開閉装置： 移動、転倒、破損等が生じないこと。 ・機側操作盤： 移動、転倒、破損等が生じないこと。 ・操作橋（門柱間に設置され、開閉装置架台として使用されているもの）： 落橋しないこと。

5.3.1.1 扉体

ゲート全体構造の安定性を確保する上で必要な主要部材（以下、「主要構造部材」という。）の「座屈を生じるおそれがなく」、かつ各部材の力学的状態が「ほぼ弾性域内にあること」が確認できれば、耐震性能照査上問題となるような損傷は生じない。

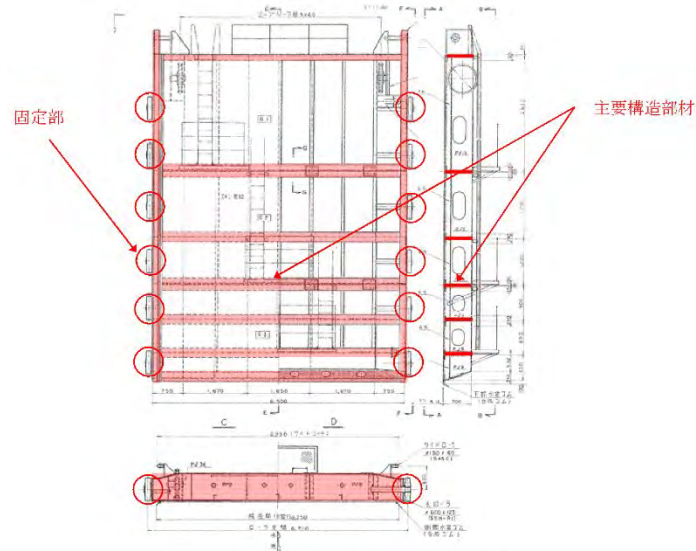
なお、主要構造部材以外の構造部材（補助構造部材）の一部において「座屈を生じるおそれがある」場合には、当該補助構造部材の座屈の影響を考慮した動的解析を行って「ゲート全体構造の安定性が確保される」ことを確認する必要がある。

次に、主要構造部材の「座屈が生じるおそれはない」ものの、「一部部材の力学的状態がほぼ弾性域にとどまることが確認できない」場合には、当該部材の降伏（塑性化）の影響を非線形解析等により照査する。その結果、主要構造部材が「ほぼ弾性域内にとどまる」とともに補助構造部材が「限定的な塑性化」にとどまり、塑性変形量が「ゲート操作に支障をきたす」ものとならないことを確認する。

5.3.1.2 戸当り及び固定部

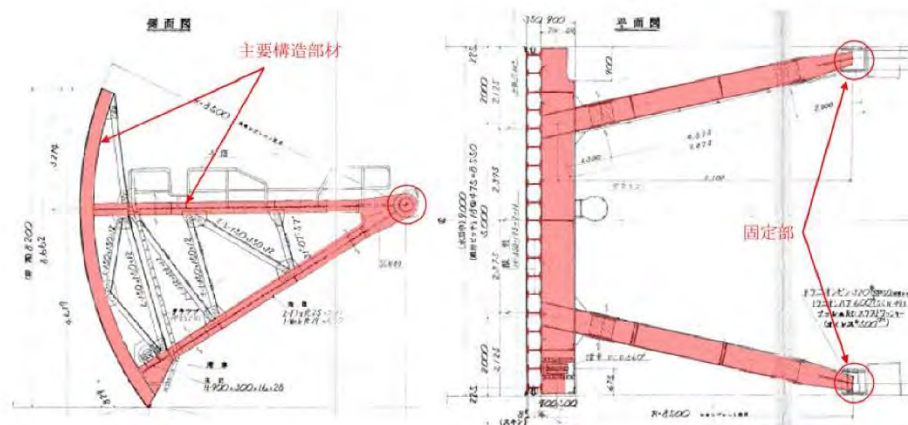
扉体の動的解析等においてモデル化していない部材（境界条件として考慮）については、動的解析等の結果を踏まえた構造計算等による評価を行い、許容値を満足し、破損等が生じないことを確認する。

なお、許容値については、設計で用いられる許容荷重に対し見込まれている安全率（2程度）を見込まない値として設定する。



※ 固定部は、ローラー部、戸当たり金物部を含む。

(a) ローラーゲート



※ 固定部は、トラニオン部、アンカレッジ部を含む。

(b) ラジアルゲート

図 5.3.1-1 クレストゲートの主要構造部材 1) P.1-75

5.3.1.3 門柱部、天端橋梁及び操作室

ゲートを支持する門柱（天端橋梁の橋脚と一体構造のものを含む）は、構造的にはダム本体の一部であるが、重大な損傷により「ゲートの脱落等が生じないこと」を確認する必要がある。また、門柱部の変形により「ゲートが損傷しない」ことを確認する。なお、ダム本体の場合と異なり、ダム軸方向の地震動の影響が大きくなることに留意する必要がある。

また、門柱の損傷により主ゲートが操作不能になるなどして貯水機能及び放流機能が維持できない状況にならないこと（「ゲートが常時満水位まで開閉可能な状態」）を確認する必要がある。

併せて、門柱部の変形により操作室へのアクセス路となる天端橋梁が「落橋しゲート操作に影響を及ぼさない」こと、操作室に設置された開閉装置等が「移動・転倒等により損傷しないこと」を確認する必要がある。

5.3.2 考慮すべき荷重とそのモデル化

耐震性能照査における荷重の設定

洪水吐ゲートの解析では、レベル2地震動作用時の実際の荷重を想定し、以下の条件を考慮する。

- ① 自重
- ② 静水圧
- ③ 地震時加速度（慣性力）
- ④ 地震時動水圧（貯水による動水圧）

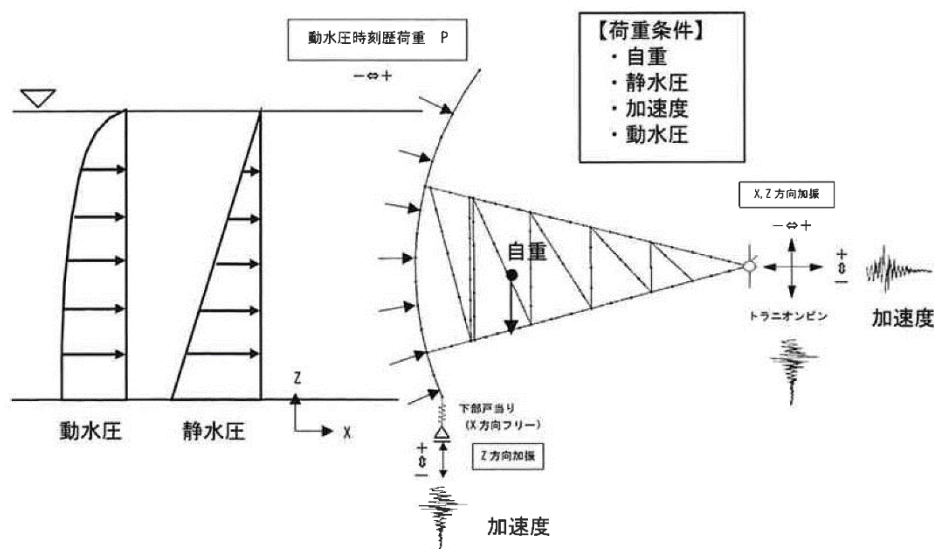


図 5.3.2-1 作用荷重例の模式図 9)P1-32

5.3.2.1 自重

扉体全体の重量を考慮する。なお、ゲート部材すべてを解析モデル化することは実用的でないため、モデルの重量は実ゲートの重量より小さくなる。このため、解析モデルとしてモデル化していない部材については、集中荷重により設定する又はモデルの重量が実ゲートの重量に等しくなるようにモデルの単位体積重量を調整することで対応する。

5.3.2.2 静水圧

設定した水位条件に基づく静水圧を対象節点に作用させる。作用方向は作用面に直角とする。ゲートの耐震照査で考慮する水位条件は、通常時ダムに想定される水位の中で地震が発生した場合にゲートに対する影響が最も大きくなる常時満水位を基本とする。洪水時に一時的に生じる水位については、そのような水位が生じる洪水と大規模地震が同時に発生する可能性は極めて小さいと考えられることから考慮しない。

なお、照査にあたって考慮するゲートの開閉状態として、全閉状態は小開度時よりもゲートに作用する水圧が大きく、外力が厳しい条件となることから、全閉状態を基本とする。

5.3.2.3 地震時加速度（慣性力）

扉体及び門柱部の慣性力は、動的応答解析により考慮する。ダム本体の堤体上に設置されているゲート（コンクリートダムの非常用洪水吐ゲートなど）の場合は、ダム本体の地震応答解析の結果から得られるゲート設置位置での応答加速度時刻歴波形を用いることができる。また、基礎岩盤上に直接設置されているゲート（フィルダム洪水吐ゲート）などのように、ゲートを支える構造物があまり応答しないと考えられる場合には、ダム基礎岩盤での地震動（堤体基礎地盤面での応答加速度）を直接用いることが考えられる。

以下に、動的応答解析に用いる入力地震動の設定方法を示す。ゲートの照査は、原則として、ゲートと直交方向の入力動を考慮することとする。なお、ゲートを支持する門柱部は、ダム本体の場合と異なり、ダム軸方向の地震動の影響が大きくなる可能性があることに留意し、上下流方向及びダム軸方向の地震動の影響を考慮する。

(1) ゲート

1) 堤体の地震応答解析（２次元解析）の結果から得られるゲート設置位置での応答加速度時刻歴波形（上下流方向又は上下流＋鉛直方向）

ダム本体の地震応答解析（２次元解析）の結果から得られるゲート設置位置における応答加速度（上下流方向成分）の時刻歴波形を、戸当り、トラニオンピン、主ローラ等、境界条件と設定した箇所に入力する。ゲートの地震応答解析において考慮する入力地震動の成分としては水平動（上下流方向成分とダム軸方向成分）及び上下動（鉛直方向成分）が考えられる。

既往の検討事例では、ゲートの地震応答解析は、一般に水平動の上下流方向成分の影響が支配的となることが多い。

2) 堤体、岩盤ならびに貯水の連成を考慮した３次元動的解析の結果から得られるゲート設置位置での応答加速度時刻歴波形（上下流＋鉛直方向又は水平方向２成分＋鉛直方向）

堤体、岩盤及び貯水の連成を考慮した３次元動的解析の結果より、戸当り、トラニオンピン、主ローラ等を介しダム本体から伝達される加速度をゲートに作用する入力地震動として、境界条件設定箇所（戸当り部、トラニオンピン部、主ローラ部等）に入力する。

堤体、岩盤及び貯水の連成解析モデルは、堤体の地震応答と貯水の相互作用を適正に評価するため、堤体、ゲート（簡易モデル）、貯水、基礎岩盤を連成させた３次元 FEM 解析モデルとし、ゲートに作用する地震荷重はこの連成解析モデルを用いた動的解析により評価する。なお、ダム本体の解析モデルは、ピア、越流部、トップアーチ（管理橋）の形状までを詳細に作成する。

ゲートの解析モデルは、ダム本体と連成させて作成することから、ゲート単独の解析モデルのように詳細に要素分割することは困難であること、ここで作成した解析モデルを用いて部材の応力照査を行うものではないことから、スキンプレートや桁の形状を簡略化した“簡易モデル”を用いてよい。

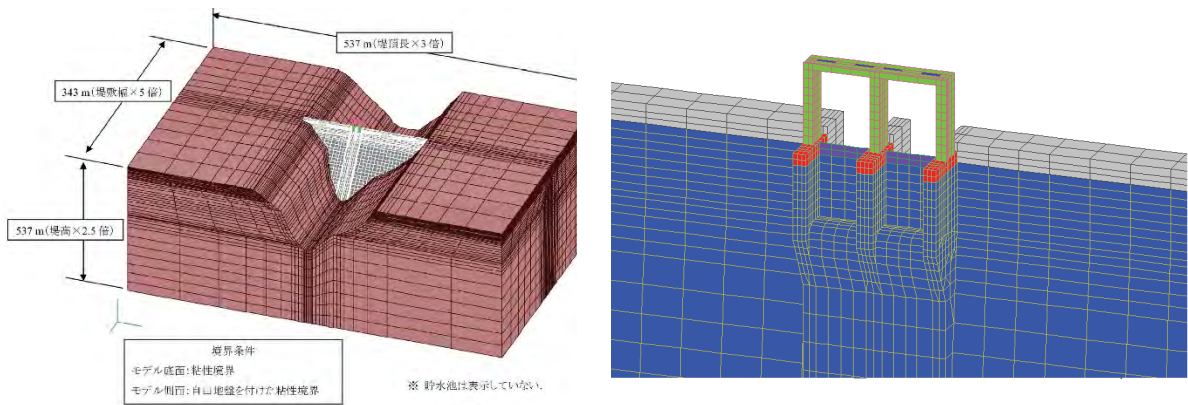


図 5.3.2-2 ダム、ゲート(簡易モデル)、岩盤ならびに貯水の連成解析モデル
: 重力式コンクリートダム (貯水は非表示) 1) P. 3-132~133

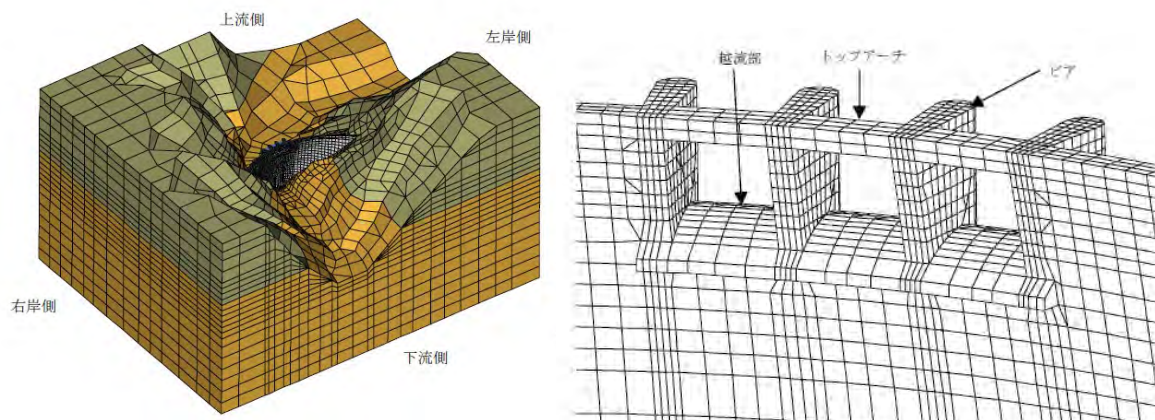


図 5.3.2-3 ダム、ゲート (簡易モデル)、岩盤ならびに貯水の連成解析モデル
: アーチダム (貯水は非表示)

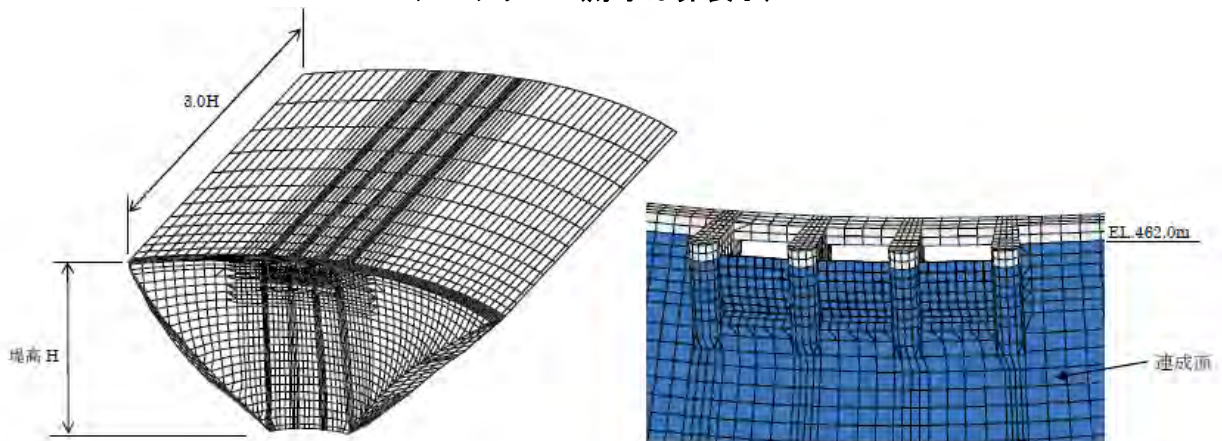


図 5.3.2-4 貯水の解析モデル

3) ダム基盤部で想定される地震動 (上下流方向、上下流+鉛直方向又は水平方向 2 成分+鉛直方向)

地山に岩着した洪水吐に設置されたゲート、堰及び頭首工と類似した堤高が低いダムの洪水吐に設置されたゲートで、ゲートを支持するピア及び堤体の応答が小さいと想定される場合、ダム基盤部で想定される地震動を入力地震動とする。

(2) ピア

1) ダム、岩盤ならびに貯水の連成を考慮した3次元動的解析により計算されるピア基部での応答加速度時刻歴波形（水平方向2成分+鉛直方向）

ダム天端に設置されるピアに作用する地震荷重は、ダムの地震応答と貯水の相互作用の影響を受ける。この影響を考慮するため、堤体、貯水及び基礎岩盤を連成させた3次元動的解析により得られるピア基部等での応答加速度時刻歴波形を入力地震動に用いる。なお、入力地震動は、ピア照査用の解析モデル（2次元又は3次元）の境界条件設定部に入力する。

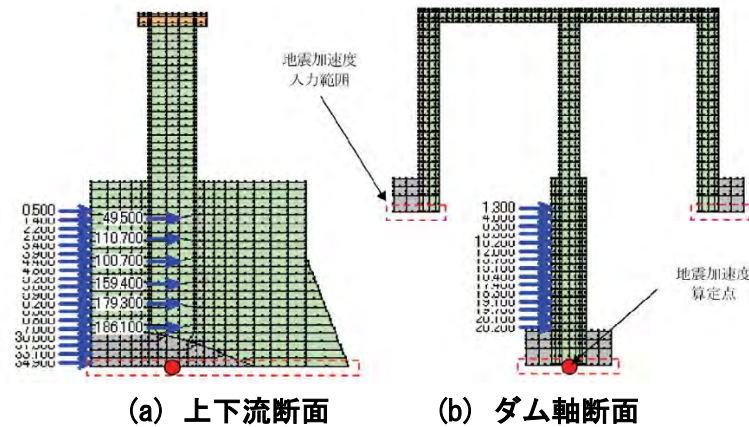


図 5.3.2-5 ピア解析モデル(2次元平面モデル)への地震荷重の与え方の概念図 1)P. 2-127

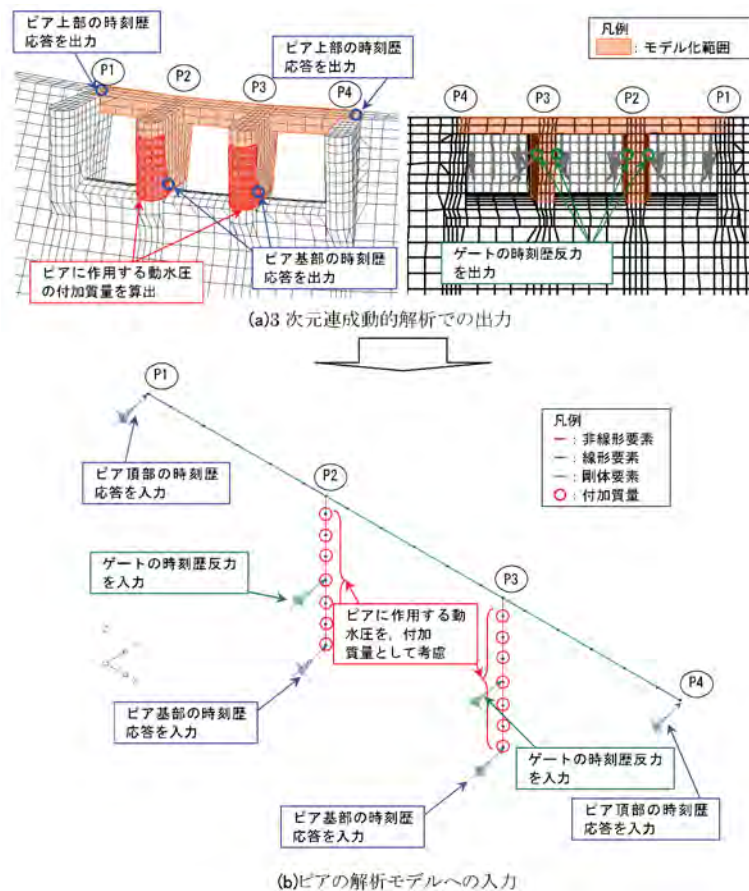


図 5.3.2-6 ピア解析モデル(3次元フレームモデル)での地震荷重の与え方の概念図 1)P. 2-184

2) 堤体地震応答解析（2次元解析）により計算されるピア基部での応答加速度時刻歴波形（上下流方向又は上下流＋鉛直方向）

＊ダム軸方向については、上下流方向の最大応答加速度に基づいた静的地震力を想定し、静的解析を実施。

ダム本体の地震応答解析（2次元解析）の結果から、門柱部基礎標高位置での応答加速度（上下流方向又は上下流＋鉛直方向）の時刻歴波形をピア照査用の解析モデル（2次元又は3次元）の境界条件設定部（解析モデル基部）に入力する。ダム軸方向については、ダム本体の解析が2次元解析であるため、門柱部解析に用いるべき加速度応答（時刻歴波形）は直接設定できない。このため、上下流方向の最大応答とダム軸方向の最大応答の関係（門柱の固有振動周期）についての既往の研究成果等を参考に、上下流方向の最大応答加速度に基づいたいくつかのレベルの静的地震力を想定し、静的解析を実施する。

【参考】堤頂長の違いによる堤体の加速度応答の検討（上下流方向／ダム軸方向）

堤高 100m で堤頂長が異なる 3 種類（堤頂長 300m、500m、800m）の重力ダムを想定した簡易な 3 次元モデルを用い、レベル 2 地震動（照査下限加速度応答スペクトル相当）を堤体基礎において、上下流方向、ダム軸方向に同時に作用させたときの堤頂部における最大応答（上下流方向・ダム軸方向）を比較。

このような検討結果を参照し、門柱部の固有値解析により求まる固有周期に対応する応答スペクトル比を推定することにより、上下流方向に対してダム軸方向の照査において考慮すべき地震力の相対的な大きさを設定する方法を提案している。

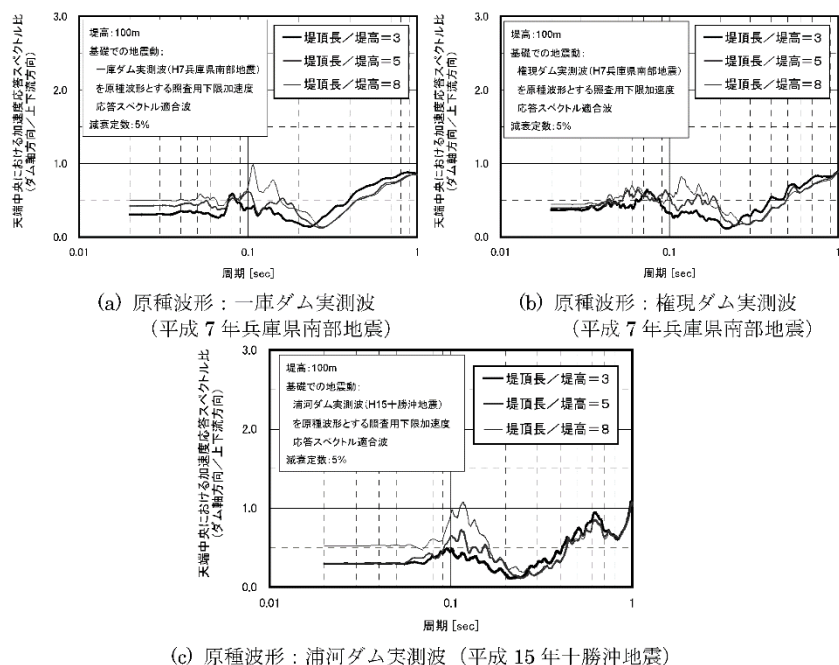


図 5.3.2-参 1 堤頂部における上下流方向応答に対するダム軸方向応答の応答スペクトル比の試算例 2) P. 91

3) 堤体地震応答解析（２次元解析）により計算されるピア基部での応答加速度時刻歴波形（上下流方向又は上下流＋鉛直方向）と当該ダムでの既往の観測記録から推定される応答加速度時刻歴波形（ダム軸方向）

ダム本体の地震応答解析（２次元解析）の結果から、門柱部基礎標高位置での応答加速度（上下流方向又は上下流＋鉛直方向）の時刻歴波形とする。ダム軸方向については、当該ダムの基礎及び堤頂部において強震時の地震動記録が得られていれば、その記録を基に当該ダムの動的応答特性を勘案し、ダム軸方向の入力地震動を設定することも考えられる。ただし、既往の地震動の活用にあたっては、その妥当性について地震動の特性を詳細に検討すること。

4) ダム基盤部で想定される地震動（上下流＋ダム軸方向又は水平方向２成分＋鉛直方向）

地山に岩着した洪水吐に設置されたピア、堰及び頭首工と類似した堤高が低いダムのピアで、ピア及び堤体の応答が小さいと想定される場合には、ダム基盤部で想定される地震動を入力地震動とすることができる。

5.3.2.4 地震時動水圧（貯水による動水圧）

ゲートに作用する動水圧は、ゲートと堤体の応答を考慮して求めることが必要であるが、既往の研究によれば、特にゲートの固有振動周期が堤体の固有振動周期に対し十分に短いような場合、堤体応答のみを考慮して求める方法で近似ができるとされている。照査対象のゲートがこのような条件下にあると考えられる場合、ゲートに作用する動水圧については、ゲートの固有振動そのものは考慮せず、貯水を含めた堤体全体のモデルによる解析などにより堤体上流面に作用する動水圧を算出し、その結果から得られるゲート位置における動水圧をゲートに作用する動水圧とすれば良い。

なお、堤体上流面に作用する動水圧をゲートに作用する動水圧とする場合、堤頂に近いクレストゲートは大きな堤体応答を受ける結果となるが、実際のクレストゲートは堤体上流面よりも少し下流側に設置されており、このセットバックの影響によりゲートに作用する動水圧が軽減することが既往の研究で指摘されている。照査にあたっては、安全側の評価となることを基本とするが、必要に応じその影響を考慮してもよい。

以下に、動的応答解析に用いる地震時動水圧の設定方法を示す。

(1) ゲート

1) 堤体の2次元動的解析（貯水を非圧縮性流体と仮定）により求められたゲート標高における堤体上流面の動水圧時刻歴波形

堤体の2次元動的解析（貯水を非圧縮性流体と仮定）によって求められた堤体上流面の動水圧の時刻歴を算出し、それをゲートのスキンプレート面の各節点において、スキンプレート面垂直方向に入力する。

2) 堤体の2次元動的解析（貯水を非圧縮性流体と仮定）により求められたゲート標高における堤体上流面の応答加速度と貯水池の動水圧マトリクスから算出される堤体上流面の動水圧時刻歴波形

堤体の2次元動的解析（貯水を非圧縮性流体と仮定）によって求められた堤体上流面の応答加速度と貯水池の動水圧マトリクスを用いて動水圧の時刻歴を算出し、それをゲートのスキンプレート面の各節点において、スキンプレート面垂直方向に入力する。

【参考】堤体上流面の動水圧の設定方法（非圧縮性流体モデル）

堤体上流面の動水圧を設定する場合の事例として、FEMによる動水圧マトリクスを用いた動水圧計算方法について下記に述べる。

(1) 非圧縮流体解析による動水圧の算定式

非圧縮性流体モデルによる動水圧解析では、堤体上流面の動水圧を算定するために、あらかじめ堤体上流面の各節点に動水圧マトリクスを作成する。そして(1-3)式に示すように動的解析で算出される堤体上流面の加速度を乗じて堤体上流面の動水圧を求める。

$$\{p\} = [P_w] \cdot \{a_{FEM}(t)\} \quad \cdots \quad (1-3)$$

ここに、 $\{p\}$ ：堤体上流面の動水圧（各節点）

$[P_w]$ ：動水圧マトリクス

$\{a_{FEM}(t)\}$ ：堤体上流面の加速度（任意節点）

(2) 動水圧マトリクス係数の算出方法

堤体上流面の各節点に単位加振し、Laplace の式によって、単位加振に対する堤体上流面に発生する動水圧分布を求める。

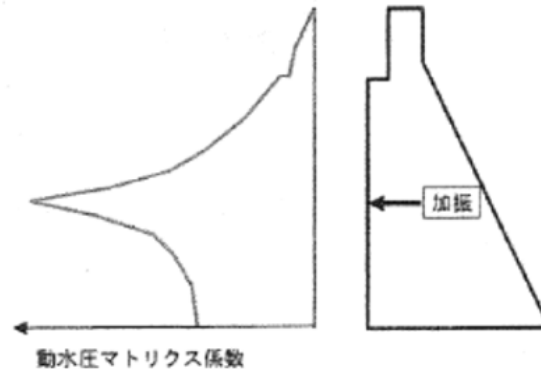


図 5.3.2-参 2 動水圧マトリクス係数のイメージ 9) P. 1-40

3) ダム本体、貯水（非圧縮性）、基礎岩盤を連成させた 3 次元 FEM 解析モデルによる動的解析により求められるゲート設置標高における堤体上流面の動水圧時刻歴波形

ダム本体、貯水（非圧縮性）、基礎岩盤を連成させた 3 次元動的解析によって求められたゲート設置位置における堤体上流面の動水圧の時刻歴波形を、ゲートのスキンプレート面の各節点に対し、スキンプレート面直角方向に入力する。

4) 堤体、ゲート（簡易モデル）、貯水（非圧縮性）、基礎岩盤を連成させた 3 次元動的解析により求められるゲート（簡易モデル）に作用する動水圧の時刻歴波形

堤体、岩盤及び貯水の連成解析モデルは、堤体の地震応答と貯水の相互作用を適正に評価するため、堤体、ゲート（簡易モデル）、貯水、基礎岩盤を連成させた 3 次元 FEM 解析モデルとし、ゲートに作用する地震荷重はこの連成解析モデルを用いた動的解析により評価する。ダム本体の解析モデルは、ピア、越流部、トップアーチ（管理橋）の形状までを詳細に作成するが、ゲートの解析モデルは、ダム本体と連成させて作成することから、ゲート単独の解析モデルのように詳細に要素分割することは困難であること、ここで作成した解析モデルを用いて部材の応力照査を行うものではないことから、スキンプレートや桁の形状を簡略化した“簡易モデル”を用いてよい。

なお、ゲートの照査に用いるモデル（詳細モデル）に作用させる動水圧は、簡易モデルの節点で得られた動水圧の時刻歴波形を代表値とし詳細モデルの節点に与える。

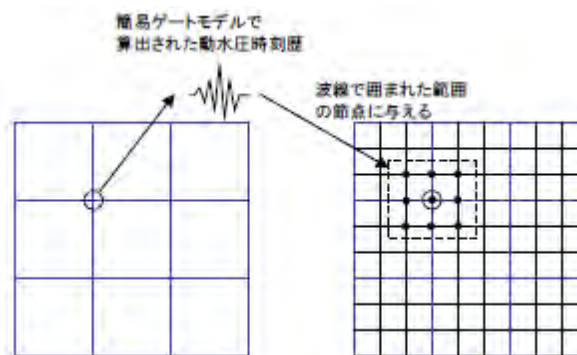


図 5.3.2-7 動水圧の時刻歴荷重の設定 1) P. 2-171

5) 貯水（管内水）の質量に相当する付加質量（管内ゲートの場合）

堤体内にある常用洪水吐ゲートなど、放流管下流側に位置するゲートについては、動水圧として堤体上流面に作用する動水圧の他に、扉体上流側の放流管内の水による動水圧（管内動水圧）を考慮する必要がある。しかし、管内動水圧を正確に求めることは、現時点で非常に難しい問題であり、一般的には、管内水の体積分の慣性力が扉体前面に均等に作用するものとして、スキンプレート面各節点の支配面積分の動水圧荷重を算出し、これを各節点に対して時刻歴入力する簡便法がとられる。入力方向はスキンプレート面直角方向とする。

6) 動水圧の簡易算定式から算定される付加質量

地山に岩着した洪水吐に設置されたゲート及び堰並びに頭首工と類似した堤高が低いダムの洪水吐に設置されたゲートで、ゲートを支持するピア及び堤体の応答が小さいと想定される場合、動水圧の簡易算定式（Westergaard の簡易式や Zanger の実験式等）を参考に付加質量を算定し、ゲートのスキンプレート面の各節点に対し設定することが考えられる。

【Westergaard の簡易式】

$$Pd = 0.875 \cdot W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、 Pd : 動水圧 (kN/m^2)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

k : 地震加速度（設計震度）

H : 貯水池水面から基礎地盤までの水深 (m)

h : 貯水池水面から動水圧の作用する点までの水深 (m)

【Zanger の実験式】

$$Pd = C \cdot W_0 \cdot k \cdot H$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

ここに、 Pd : 動水圧 (kN/m^2)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

k : 地震加速度（設計震度）

H : 貯水池水面から基礎地盤までの水深 (m)

h : 貯水池水面から動水圧の作用する点までの水深 (m)

C_m : 与えられたダム上流面勾配より求める定数

【参考】セットバックによる動水圧の低減効果

地震時のクレストゲートの照査では、堤頂に近い構造物ほど堤体応答の影響を受ける形になり、地震慣性力だけでなく動水圧が主要な外力となる。

従来の耐震性能照査では、クレストゲートに作用させる動水圧は、ゲート位置における堤体上流面に作用する動水圧を設定していた。しかし、一般にクレストゲートは堤体

図 5.3.2-参3 ゲートのセットバックの定義 ⁹⁾P. 1-36

$$p_{\text{gg}}(h) = p(h) \cdot C(h)$$

$C(h)$:動水圧比で下式による

ここに、 α : ゲート水深比 (=ゲート水深 h_1 /貯水深 H)

 h_1 : ゲート水深 h : 任意の水深

(2) ピア

1) 堤体、ゲート（簡易モデル）、貯水（非圧縮性）、基礎岩盤を連成させた3次元動的解析により求まるピア基部での動水圧時刻歴の最大値から設定した静的荷重

ダム本体、ゲート（簡易モデル）、貯水（非圧縮性）、基礎岩盤を連成させた3次元動的解析により求まるピア基部での動水圧時刻歴の最大値を静的荷重として、ピアモデルに作用させる。

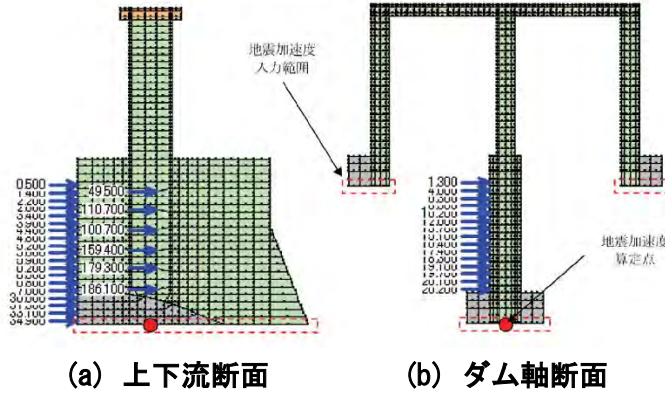


図 5.3.2-8 ピアモデル（2次元）に対する動水圧（静的荷重）の入力範囲 1) P. 2-127

2) 貯水を非圧縮性流体と仮定し算出した付加質量マトリクス

ピアの前面及び側面に作用する動水圧を、堤体、ゲート（簡易モデル）、貯水（非圧縮性）、基礎岩盤を連成させた3次元連成解析モデルの結果より算出される付加質量で考慮し、該当箇所に設定する。

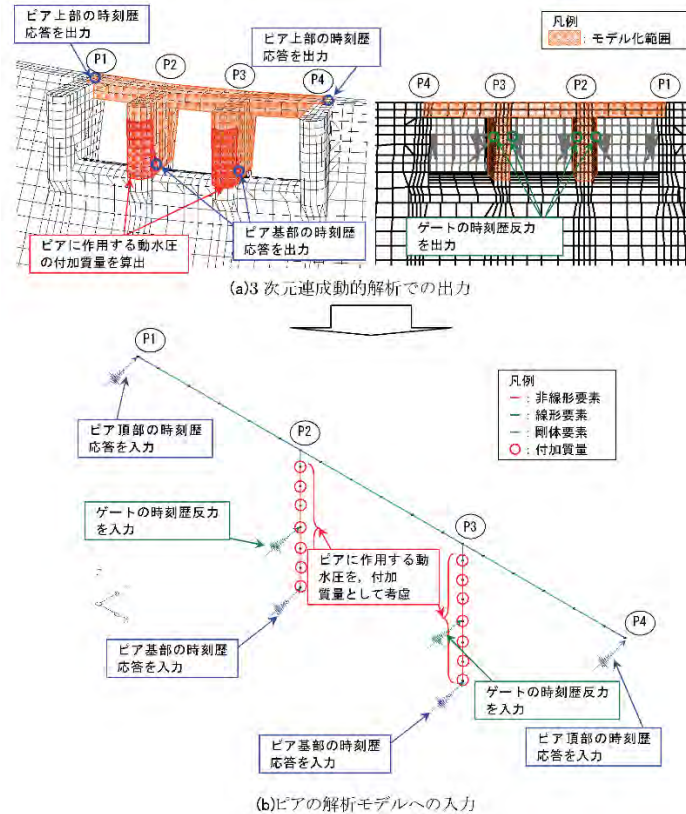


図 5.3.2-9 ピアの解析モデル（3次元フレームモデル）への地震荷重の与え方の概念図 1) P. 2-184

3) 動水圧の簡易算定式から算定される付加質量

地山に岩着した洪水吐に設置されたピア、堰及び頭首工と類似した堤高が低いダム
の洪水吐に設置されたピアで、ゲートを支持するピア及び堤体の応答が小さいと
想定される場合、動水圧の簡易算定式（Westergaard の簡易式や Zanger の実
験式等）を参考に付加質量を算定しピア前面及び側面の各節点に対し設定する
ことも考えられる。

5.3.3 解析モデル

レベル2地震動に対する Crest Gate の耐震性能照査では、Crest Gate の地震時挙動を適切に表現するため、荷重モデル、解析モデルを適切に組み合わせた 3次元動的解析を実施する。

5.3.3.1 有限要素モデル

(1) ゲート

レベル2地震動に対する Crest Gate の照査では、ゲートを構成する架構部の主要構造部材（ローラゲート：主桁、端桁、ラジアルゲート：横桁、縦桁、脚柱）、補助構造部材（ローラゲート：縦補助桁、ブレース材、ラジアルゲート：縦補助桁、ブレース材）及び受圧部（スキンプレート）をモデル化し、3次元動的解析により発生応力や変形を計算する。このとき、ゲートの荷重伝達機構に直接影響しないような部材（歩廊等）をモデル化する必要は無いが、応力伝達や桁の剛性向上に影響する部材（主桁のウェブに設けられている垂直補剛材・水平補剛材、ラジアルゲートの主桁と脚柱との接続部に設けられた補剛板等）については、適切にモデル化する必要がある。

ローラ（主ローラ、フロントローラ、サイドローラ）や固定部（トラニオン、アンカレッジ）、戸当り部、水密部については直接モデル化せず境界条件として考慮し、照査は動的解析により得られる最大反力を用いた構造解析により行う。なお、モデル化しない部材（ローラ、トラニオンピン等）については、モデルの総重量がゲートの実重量になるよう考慮する必要がある。

解析モデルは、ゲート形式等の構造特性に応じた動的応答が適切に評価できるように留意し作成することが必要である。また、解析結果が照査上危険側の結果とならないこと、解析結果の評価に必要な精度を確保できること、いたずらに計算量が大きくならないこと等にも留意が必要である。

1) フレームモデル

部材を梁（ビーム要素）でモデル化した 3次元有限要素モデルで、Crest Gate のモデル化に用いられる。簡便なモデル化が可能であり、解析時間の短縮を図れる反面、部材の複雑な応力状態の評価等、詳細な検討には向かない。照査の初期の段階において用いるモデルとして位置付けられる。

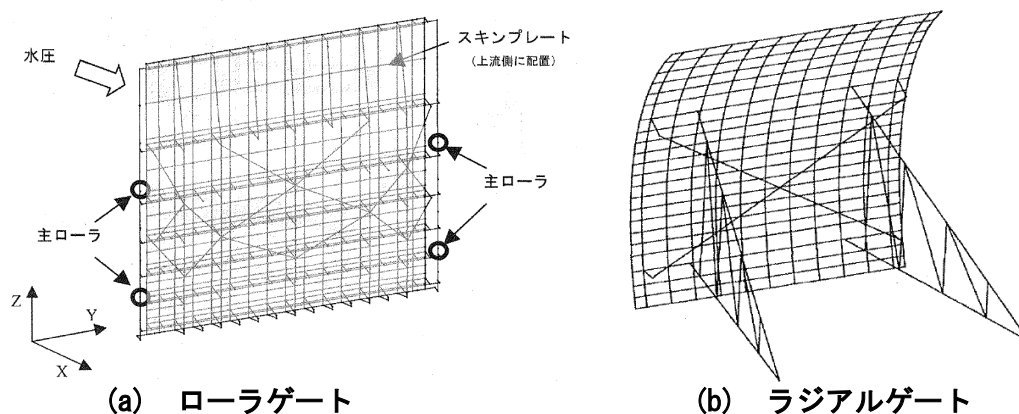


図 5.3.3-1 フレームモデル 2) P. 155, 166

2) シェルモデル

クレストゲートの照査に用いるモデルは、部材の塑性化等を評価するため、各部材の複雑な応力状態を解析上考慮可能なものとする必要がある。このため、構成する部材を出来る限り詳細に再現する目的で、局所的な応力状態を解析可能なシェル要素（板要素）が用いられることが多い。

なお、ゲートを構成する各桁は鋼板の組み合わせでできているため、シェル要素（板要素）を用いるとゲートの解析モデルを実際のものとほぼ同様に再現することができる。

ただし、シェル要素による解析モデルは、梁（ビーム）要素と比較して要素数が多くなることから、解析に要する時間が多大になる場合がある。このため、ゲートの左右対称性に着目し、計算時間の短縮を目的に半断面モデルを用いる等の工夫が必要である。

（ただし、ダム軸方向成分の波形も考慮する場合にはこの限りではない。）

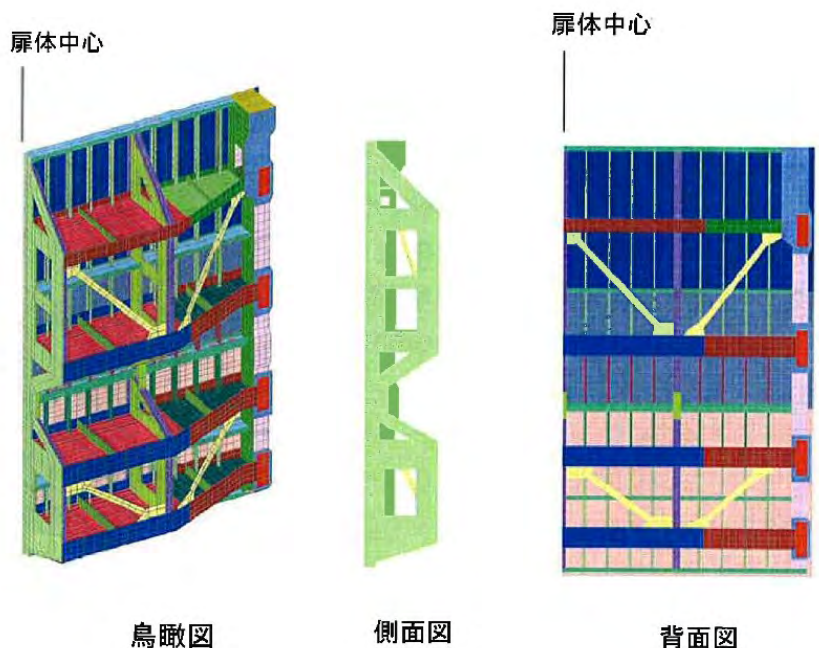


図 5.3.3-2 シェルモデル（ローラゲート）

9) P. 1-21

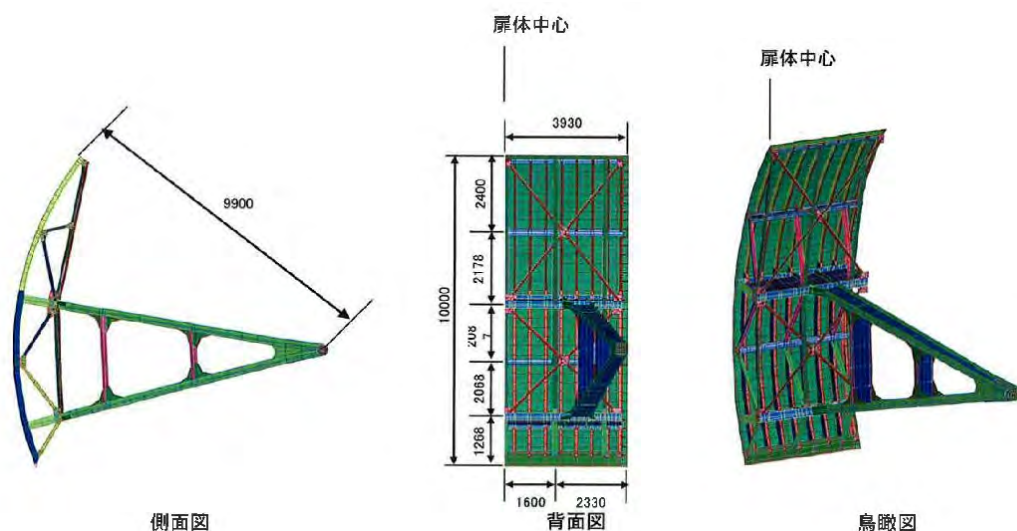


図 5.3.3-3 シェルモデル（ラジアルゲート）

9) P. 1-17

(2) 門柱部（ピア）

地震応答解析により門柱部の照査を行うには、門柱部を含む堤体全体について3次元有限要素解析を行うことも考えられる。しかし、この方法では解析モデルが複雑で大規模なものとなることから、ダム本体とは切り離して門柱部のみをモデル化し、その基部においてはダム本体の地震応答解析により得られる加速度応答を考慮することが多い。

なお、門柱部は一般に鉄筋コンクリート構造(RC 構造)となっていることから、コンクリートと鉄筋の双方をモデル化する方法が適しているが、まず鉄筋を考慮しないモデルにより検討し、コンクリートのひび割れ等が予想される場合には、必要に応じ解析結果の評価の中で鉄筋の効果を考慮してもよい。

1) フレームモデル

部材を梁（ビーム）要素でモデル化した3次元有限要素モデルで、簡便なモデル化が可能である。ピア部のモデル化にあたっては、堤体との連続性を考慮し、適切な範囲を設定するとともに、適切な境界条件を設定する必要がある。

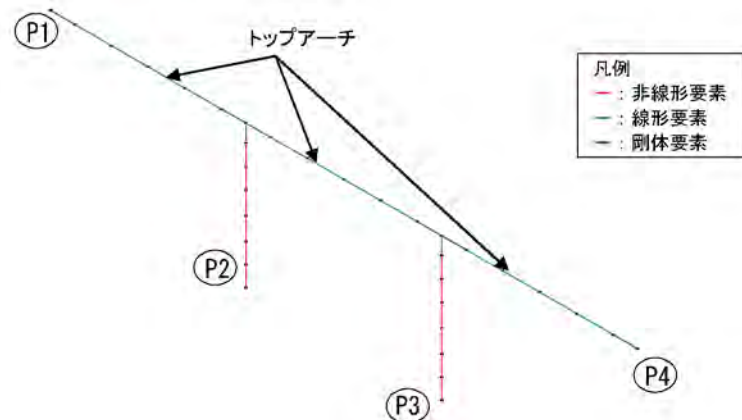


図 5.3.3-4 フレームモデル（ピア+天端橋梁） 1)P. 2-160

2) 平面モデル・ソリッドモデル

部材を平面又はソリッド要素でモデル化した有限要素モデルで、平面要素では2次元断面形状、ソリッド要素では3次元形状をモデル化できる。2次元でモデル化する場合には、上下流断面、ダム軸断面についてモデル化を行う必要がある。鉄筋コンクリートをモデル化する場合、コンクリート部を平面又はソリッド要素、鉄筋部をリバー要素(補強材)でモデル化することもできる。

なお、ピア部のモデル化にあたっては、堤体との連続性を考慮し、適切な範囲を設定するとともに、適切な境界条件を設定する必要がある。ピア部単体の解析において、上部構造の拘束による門柱部での応答に対する抑制効果が期待できるものの、解析モデルを簡易に表現していること、また、安全側として上部構造はその質量のみ考慮し、境界条件等において拘束の効果を考慮していない事例もあることから、照査の目的やその段階等に応じ、適切なモデルを設定することに留意が必要である。

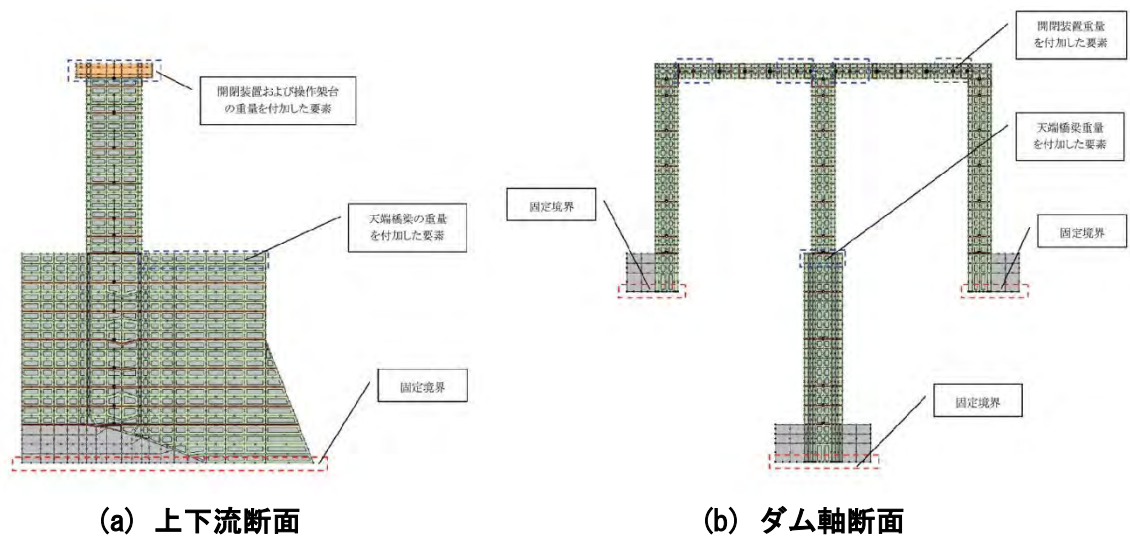


図 5.3.3-5 2次元平面モデル（ピア） 1)P. 2-122

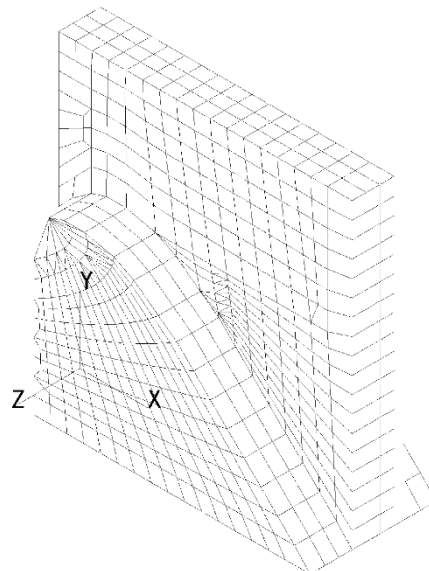


図 5.3.3-6 3次元ソリッドモデル（ピア単体） 2)P. 181

5.3.3.2 材料物性及び構成モデル

(1) 線形モデル

1) 鋼材

非線形解析を実施する前に、部材の強度が弾性域を超えない状態に留まるか、また、部材が降伏後にほぼ弾性域内とみなせる状態（降伏ひずみの2倍程度）に留まるかを確認する場合に用いる。また、エネルギー一定測による算定において、降伏ひずみの2倍以上のひずみの発生が想定される場合は、非線形モデルを用いた非線形解析による照査が必要となる。

ゲートの線形解析では、扉体を構成する鋼材について、①単位体積重量、②ヤング係数（縦弾性係数）、③ポアソン比が必要になる。ゲートに使用される主要部材は、原則として JIS 規格で定められた材料又はこれと同等以上の特性を有する材料を使用することとされており、扉体の主要部材に用いられる鋼材の各物性は JIS 規格に基づいた一定の性質を有している。このことから、解析に用いる物性値は、基本的には JIS 規格に準拠して設定する。なお、単位体積重量の設定にあたっては、ゲートにはモデル化を省略している部材もあるため、解析モデルの合計重量が扉体全体重量となるように単位体積重量を付加して解析を実施する場合がある。

一般的なゲートの構造部材として用いられる鋼材の材料物性値を以下に示す。

i. 単位体積重量

普通鋼（SS、SM 等）： 77.0 kN/m³

ステンレス鋼（SUS304）： 77.8 kN/m³

ii. ヤング係数（縦弾性係数）

普通鋼（SS、SM 等）： 2.05×10^5 N/mm²

ステンレス鋼（SUS304）： 1.93×10^5 N/mm²

iii. ポアソン比

普通鋼（SS、SM 等）： 0.3

ステンレス鋼（SUS304）： 0.3

また、ゲートの解析事例で用いられた材料物性値の設定例を表 5.3.3-1 に示す。

表 5.3.3-1 ゲート構造部材の材料物性値の設定例 ^{1)P. 2-122}

単位体積重量 ^{注1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比	降伏応力度 ^{注2)} [N/mm ²]
135	2.06×10^5	0.3	235

注 1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整した。

注 2) 鋼材の降伏応力度は、『ダム・堰施設技術基準(案)』に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計にも用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とした。

表 5.3.3-2 ゲート構成部材の材料物性値の設定例 2)P.169

部位	材質	単位体積重量 ^{注1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比	降伏応力度 ^{注2)} [N/mm ²]
架構部 (構造部材)	SM400 SS400	77.0	2.06×10^5	0.3	235
受圧部 (スキンプレート)	SM490	77.0	2.06×10^5	0.3	315

注1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整した。

注2) 鋼材の降伏応力度は、『ダム・堰施設技術基準(案)』に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計にも用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とした。

2) コンクリート

非線形解析を実施する前に、部材の挙動が弾性域を超えない状態にとどまるかを確認する場合に用いられる。また、断面寸法が大きく動的解析により弾性領域にとどまることがあらかじめ想定される部材に対し用いることで解析効率を向上させることができる。

表 5.3.3-3 門柱部(ピア)の材料物性値の設定例 1)P.2-161(一部)

材料	項目	単位	値
コンクリート	単位体積重量 ρ	kN/m ³	23.05
	圧縮強度	kN/m ²	40,000
	ポアソン比		0.2
	弾性係数	MPa	40,000

(2) 非線形モデル

1) 鋼材

線形動的解析の結果を踏まえ、部材の降伏（塑性化）の影響を考慮するために用いられる。部材の応力-ひずみ関係として、降伏後（降伏応力到達以降）は剛性が初期剛性の1/100に低下するモデル等が用いられる。ゲートの解析事例で用いられた材料物性値及び応力-ひずみ関係の設定例を表5.3.3-4に示す。また、ゲートに用いられる代表的な鋼種についての降伏応力を表5.3.3-5に示す。

表 5.3.3-4 ゲート構造部材の材料物性値の設定例 1)P.2-161

項目	単位	値	備考
ヤング係数	N/mm ²	2.06×10^5	
単位体積重量	kN/m ³	78	実ゲート重量からの補正值
ポアソン比		0.3	
降伏基準		VonMises	
降伏応力	N/mm ²	235	
2次勾配		0.01E	国交省資料より

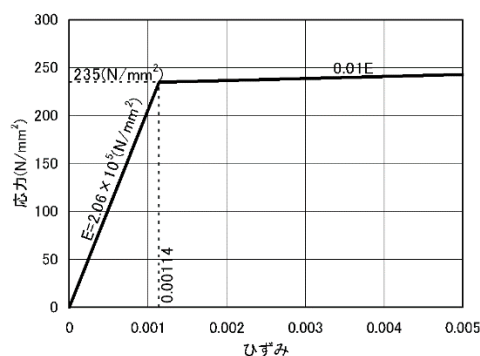


図 5.3.3-7 鋼材の応力—ひずみ関係の設定例（非線形） 1)P. 2-161

表 5.3.3-5 代表的な鋼種の降伏応力度 9)P. 1-25

鋼種	σ_y (N/mm ²) 降伏点又は 0.2%耐力	τ_y (N/mm ²) ミゼスの降伏条件
SS400、SM400	235	135
SM490	315	181
SUS304	205	118

*SS、SM については鋼種の厚さにより σ_y 、 τ_y の値は異なる。

2) コンクリート

①部材非線形モデル（ $M-\phi$ モデル）

コンクリートの曲げひび割れならびに鉄筋降伏を考慮した照査を行うために用いられる。

解析物性値及び非線形性を考慮するための材料強度の設定例を、それぞれ表 5.3.3-6 及び表 5.3.3-7 に示す。

表 5.3.3-6 解析物性値の設定例 1)P. 3-151（一部・追記）

部位等	特性	物性値	
コンクリート	非線形	質量密度 ρ_c	2.5 g/cm ³
		弾性係数 E_c ※1	27.5 kN/mm ²
		ポアソン比 ν_c	0.2
鉄筋、鉄骨	非線形	質量密度	0.0 g/cm ³
		弾性係数	200 kN/mm ²
		ポアソン比	0.3

※1 コンクリートの弾性係数は、圧縮強度をもとにコンクリート標準示方書を参照して設定

表 5.3.3-7 材料強度の設定例 1)P. 3-151

項目	種別	強度 (単位:N/mm ²)	備考
コンクリート	圧縮強度	29.0	材料強度試験値
	引張強度	2.171	コンクリート標準示方書による
	せん断強度	0.614	コンクリート標準示方書による
鉄筋(SD295)	降伏強度	325	
鉄骨(SS400)	降伏強度	195	

設定した材料物性及び材料強度より、土地改良事業設計指針「耐震設計」等を参考に、曲げ耐力、せん断耐力を算定し、曲げ耐力の非線形特性を曲げモーメント M ～ 曲率 ϕ 関係で定義するトリリニアモデルで評価する。

なお、レベル2地震動を対象とする照査では材料降伏後の損傷の程度を評価することとなるため、コンクリート及び鉄筋の材料特性は、より実物の強度特性（現時点での材料強度特性）に近く設定することに留意が必要である。

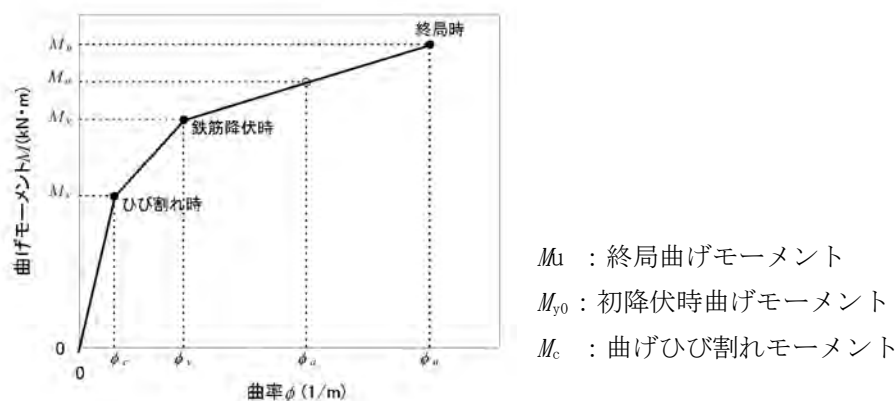


図 5.3.3-8 M ～ ϕ モデル 1)P. 2-162

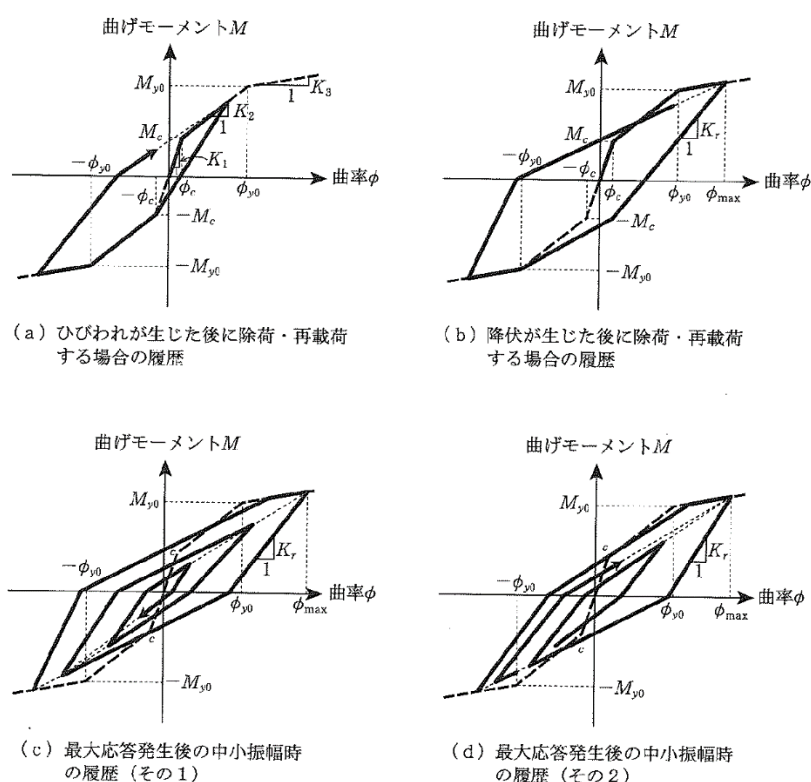


図 5.3.3-9 Takeda モデル 7)P. 334

非線形材料の履歴特性は、繰り返し載荷時の部材の剛性劣化を表現できるモデルとして、鉄筋コンクリート部材の復元力特性を良く表現できるとされている Takeda モデル等、適切なモデルを用いる。

② 材料非線形モデル

コンクリート単体の非線形特性は、圧縮側では応力の増加とともにひずみが増大する非線形の応力-ひずみ関係を示し、ひび割れが発生した後は、ひび割れ直角方向の剛性が低下する。一方、引張側では発生応力が引張強度に達するまでは線形の応力-ひずみ関係を示し、ひび割れが発生し始めると引張軟化挙動を示して、完全にひび割れが入る（この状態を限界ひずみという）と応力を負担しなくなる（図 5.3.3-10）。

鉄筋単体の非線形特性は、圧縮・引張側ともに発生応力が降伏強度に達するまでは線形の応力-ひずみ関係を示し、降伏後の剛性はほぼ 0 となる（図 5.3.3-11）。

RC 構造では、これらの単体材料の非線形挙動に加え、ひび割れ発生とともにコンクリートと鉄筋が相互に影響を与え、単体とは異なる非線形挙動を示す。

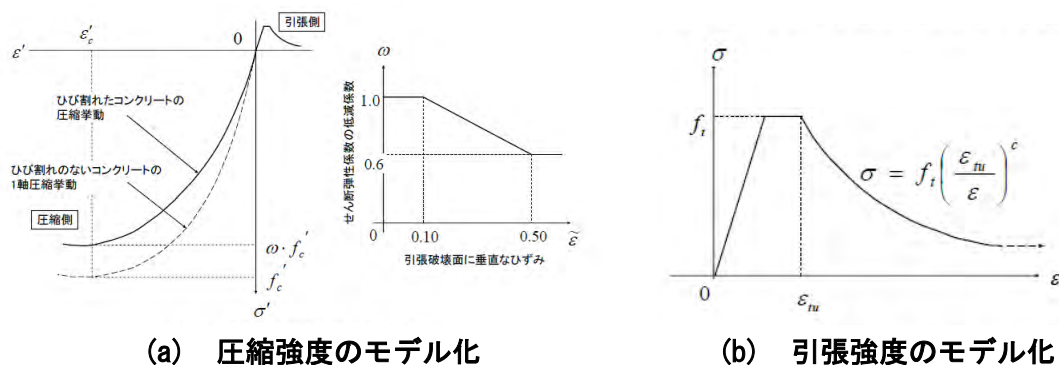


図 5.3.3-10 コンクリートの非線形特性のモデル化

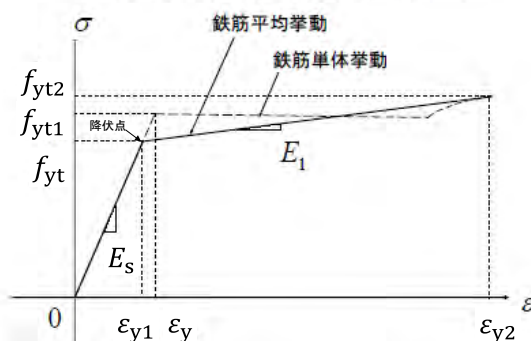


図 5.3.3-11 鉄筋引張挙動のモデル化

i. コンクリート

コンクリートの非線形特性については、コンクリート標準示方書に準じ設定を行う。

(a) 圧縮側

一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係の例を図 5.3.3-12 に示す。このモデルでは、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を超えた軟化域で表される曲線が用いられ、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を示すことが可能となっている。

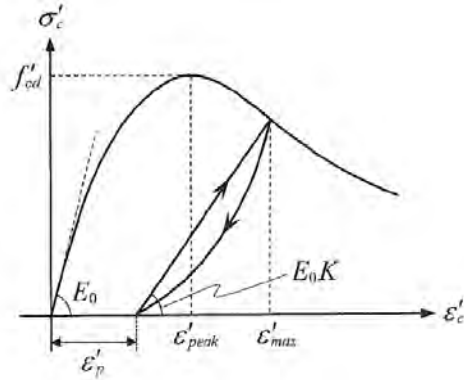


図 5.3.3-12 コンクリートの簡略化した一軸圧縮応力-ひずみ関係 8) P. 487

$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

f'_{cd} : 設計圧縮強度

f'_{ck} : 設計基準強度

γ_c : 安全係数 (材料係数 : コンクリート)

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

(b) 引張側

一軸引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性としてもよく、ひびわれ強度以降は軟化曲線を用いてモデル化するものとする。鉄筋コンクリートでは、コンクリートと鋼材間の相互作用が無視できないので、その影響をコンクリート及び鋼材の応力-ひずみ関係に適切に考慮するものとした。一般には、図 5.3.3-13 に示すような、十分に配筋された鉄筋コンクリートの引張領域に適用する平均応力-ひずみ関係を用いるのがよい。

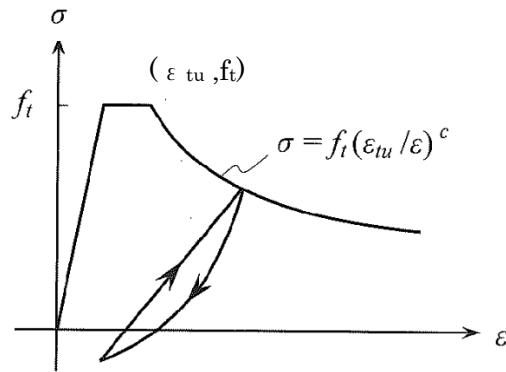


図 5.3.3-13 鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した引張応力-ひずみ関係 8)P.484

$$\sigma_c = f_t(\varepsilon_{tu}/\varepsilon_c)^c$$

ここに、 f_t : 引張強度($= \alpha_t f_{td}$)

f_{td} : 圧縮強度の特性値

α_t : 引張強度の低減係数 (≤ 1.0)

ε_{tu} : 引張軟化開始ひずみ (一般に、0.0002 としてもよい)

c : 引張軟化特性を表す係数で、異形鉄筋が十分に配置されている場合には 0.4 とする。

ii. 鉄筋・鉄骨

鉄筋・鉄骨の非線形特性については、コンクリート標準示方書に準じ設

コンクリート中の鉄筋・鉄骨の応力-ひずみ関係は、ひび割れを複数含む領域における鉄筋降伏後の挙動を適切にモデル化するため、鉄筋単体の応力-ひずみ関係ではなく、ひび割れやコンクリートとの付着効果を考慮した平均応力-平均ひずみ関係を設定する。

(a) コンクリート中の補強材（鉄筋・鉄骨）の平均応力-平均ひずみ関係

コンクリート中の鉄筋のひずみ硬化特性を考慮した平均応力-平均ひずみ関係は、一般に図 5.3.3-14 及び下式に示す応力-ひずみ関係を用いる (図、式中の上線付き記号表記が平均応力、平均ひずみを示す)。下式の骨格曲線及び除荷・再載荷履歴曲線は、 $(\varepsilon_s, \sigma_s)$ を応力反転位置とするバウジンガー効果を考慮した除荷・再載荷のループを、原点を通る曲線として表したものである。

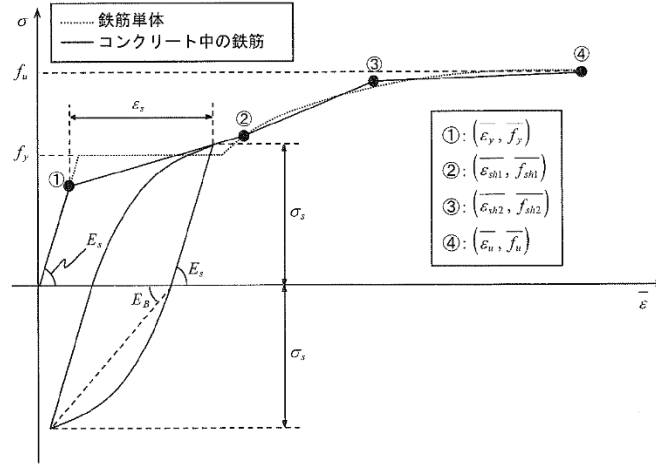


図 5.3.3-14 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係 8) P. 493

骨格曲線

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_s &= E_s \bar{\varepsilon}_s & (\bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_y) \\ &= \bar{f}_y + \left(\frac{\bar{f}_{sh1} - \bar{f}_y}{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_y} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_y) & (\bar{\varepsilon}_y < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_{sh1}) \\ &= \bar{f}_{sh1} + \left(\frac{\bar{f}_{sh2} - \bar{f}_{sh1}}{\bar{\varepsilon}_{sh2} - \bar{\varepsilon}_{sh1}} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_{sh1}) & (\bar{\varepsilon}_{sh1} < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_{sh2}) \\ &= \bar{f}_{sh2} + \left(\frac{\bar{f}_u - \bar{f}_{sh2}}{\bar{\varepsilon}_u - \bar{\varepsilon}_{sh2}} \right) (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_{sh2}) & (\bar{\varepsilon}_{sh2} < \bar{\varepsilon}_s \leq \bar{\varepsilon}_u)\end{aligned}$$

$$\bar{\varepsilon}_s = \bar{f}_y / E_s$$

$$\bar{f}_y = (1.0 - 0.5k_1)f_y$$

$$\bar{\varepsilon}_{sh1} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \varepsilon_y$$

$$\bar{f}_{sh1} = \bar{f}_y + (f_y - \bar{f}_y) \alpha_4$$

$$\bar{f}_{sh2} = 1.02 \left[\bar{f}_{sh1} + \left\{ 1 - \exp \left(\frac{\bar{\varepsilon}_{sh1} - \bar{\varepsilon}_{sh2}}{k_5} \right) \right\} \cdot (1.01 f_u - \bar{f}_{sh1}) \right]$$

$$\bar{\varepsilon}_u = \bar{\varepsilon}_{sh1} - k_5 \cdot \ln \left(1 - \frac{\bar{f}_u - \bar{f}_{sh1}}{1.01 f_u - \bar{f}_{sh1}} \right)$$

$$\bar{f}_u = (0.993 - 0.22k_1^2 k_4^{-3}) f_u$$

ここに、 $\alpha_1 = (2.7 - k_2) + (0.42 + 0.18k_2)k_3$

$$\alpha_2 = (0.045 + 0.055k_3) + (1.0 - 0.1k_3)k_1$$

$$\alpha_3 = a - b \cdot k_4 \geq 1.0$$

$$\alpha_4 = c + (1 - c)[1 - \exp\{-d(k_4 - 1.09)\}]$$

$$a = 3.25 - 0.25k_3 \geq 2.08$$

$$b = 1.5 - k_3/6 \geq 0.72$$

$$c = 0.4k_3^{0.25} + (1 - 0.4k_3^{0.25})[1 - \exp\{-0.5k_3^{0.4}(k_1^{-1} - 1.0)\}]$$

$$d = 7.5 - (k_1^{-1} - 1.0)(e - 7.5)/0.75 \geq e$$

$$e = 10 - 1.2k_3$$

$$k_1 = p_{cr}/p \quad k_2 = \bar{f}_y/350 \quad k_3 = \varepsilon_{sh}/\varepsilon_y \quad k_4 = \bar{f}_u/\bar{f}_y$$

$$p_{cr} = \bar{f}_t/\bar{f}_y$$

$$k_5 = 0.035(400/\bar{f}_y)^{1/3}$$

$$\bar{f}_y: \text{鉄筋単体の降伏強度 (N/mm}^2\text{)}$$

f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
 E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
 ε_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
 ε_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
 p : 鉄筋比
 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

除荷・再載荷履歴曲線

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_s} - r\right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_s} + r - 1\right) - r(1 - r) = 0$$

$$r = \frac{E_s}{E_s - E_B}$$

$$E_B = -\frac{E_s}{6} \cdot \log_{10}(10\varepsilon_s)$$

ここに、 ε_s : 骨格曲線部の経験ひずみの総和

σ_s : 除荷開始時の応力

なお、ひずみ硬化の影響が顕著な大ひずみ領域までを解析の対象としない場合には、図 5.3.3-14 の①～②転換の勾配を二次勾配とするバイリニア型の骨格曲線を用いてよい。

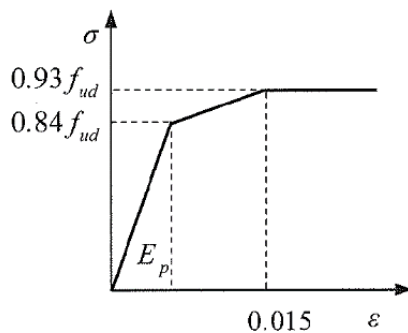
(b) 鉄筋単体の応力ひずみ関係

$$\begin{aligned}
 \sigma &= E_s \varepsilon & (0 \leq \varepsilon < f_{yd}/E_s; \text{弾性域}) \\
 &= f_{yd} & (f_{yd}/E_s \leq \varepsilon < \varepsilon_{sh}; \text{降伏棚}) \\
 &= f_{yd} + \left(1 - \exp((\varepsilon_{sh} - \varepsilon)/\kappa)\right) (1.01f_{ud} - f_{yd}) & (\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon < f_u/E_s; \text{ひずみ硬化域}) \\
 \kappa &= 0.032(400/f_{yd})^{1/3}
 \end{aligned}$$

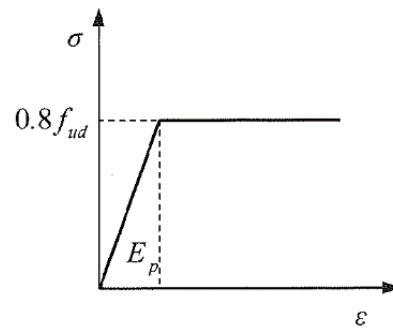
ここに、 σ : 鉄筋応力 ε : 鉄筋ひずみ E_s : 鉄筋ヤング率 (N/mm²)

f_{yd} : 設計降伏強度 (N/mm²) f_{ud} : 設計引張強度 (N/mm²)

ε_{sh} : ひずみ硬化開始ひずみ



(a) PC鋼線、PCより線および
PC鋼棒 1 号の応力-ひずみ関係



(b) PC鋼棒 2 号の応力-ひずみ関係

図 5.3.3-15 PC 鋼材のモデル化された応力-ひずみ関係 8) P. 491

5.3.3.3 境界条件

(1) ゲート

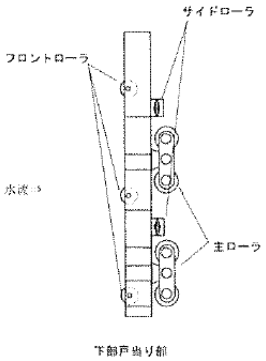
境界条件は、実際の扉体の支持条件や各戸当り部構造等を考慮して適切に設定する。

解析モデルに設定する境界条件は、解析モデルの各座標軸方向（X、Y、Z）と各座標軸周りの6個の条件について、それぞれ適切な条件、また、必要に応じ適切なばね剛性を有するばねで設定する。各境界条件は、扉体の開閉動作やコンクリート壁との離隔等を考慮して設定する。

ローラゲートでは、下部戸当り部、主ローラ、フロントローラ及びサイドローラ部等について境界条件を設定する。ラジアルゲートでは、下部戸当り部、側部戸当り部、トラニオンピン部等について境界条件を設定する。また、半断面モデルを用いる場合は、全体モデルを用いた場合と等しい結果が得られるように、扉体中心軸位置の境界部に適切な境界条件を設定する。

表 5.3.3-8 境界条件の設定例（ローラゲート） 2)P.169

部位 注1)	変位			回転		
	X 軸方向	Y 軸方向	Z 軸方向	X 軸まわり	Y 軸まわり	Z 軸まわり
主ローラ	非線形ばね 注2)	自由	自由	自由	自由	自由
フロントローラ	非線形ばね 注2)	自由	自由	自由	自由	自由
サイドローラ	自由	剛ばね 注3)	自由	自由	自由	自由
下部戸当り部	自由	固定	剛ばね 注3)	自由	自由	自由



注1) 各部材の位置は右参考図（側面図）のとおり

注2) ばね定数（主ローラ）：上向き 1.0×10^3 [kN/m]、下向き 1.0×10^8 [kN/m]、ばね定数（フロントローラ）：上向き 1.0×10^8 [kN/m]、下向き 1.0×10^3 [kN/m]

注3) ばね定数（サイドローラ、下部戸当り部）： 1.0×10^8 [kN/m]

表 5.3.3-9 境界条件の設定例（ラジアルゲート） 1)P.2-160

部位	変位			回転
	上下流	ダム軸	鉛直	
トラニオンピン部	固定	固定	固定	自由
下部戸当り部	自由	固定	非線形ばね 注1)	自由
側部戸当り部	自由	外向き固定 内向き自由	自由	自由

注1) ばね定数： 1.0×10^9 kN/m(上向), 1.0×10^8 kN/m(下向)

表 5.3.3-10 境界条件の設定例（ラジアルゲート） 2)P.156

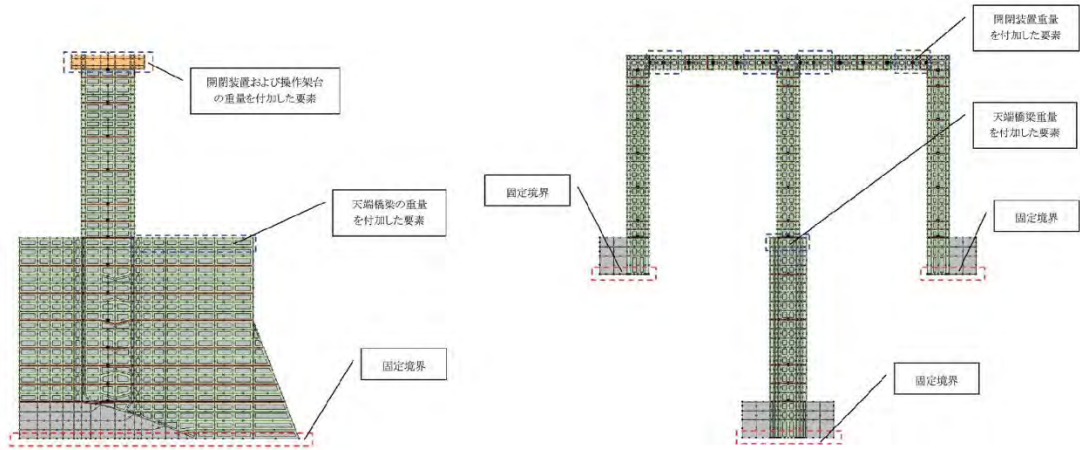
部位	変位			回転		
	X 軸方向	Y 軸方向	Z 軸方向	X 軸まわり	Y 軸まわり	Z 軸まわり
下部戸当り部	自由	固定	非線形ばね 注1)	自由	自由	自由
トラニオンピン	剛ばね 注2)	固定	剛ばね 注2)	固定	剛ばね 注2)	自由
側面	自由	固定	自由	自由	自由	自由

注1) ばね定数：上向き 1.0×10^3 [kN/m]、下向き 1.0×10^8 [kN/m]

注2) ばね定数： 1.0×10^8 [kN/m]

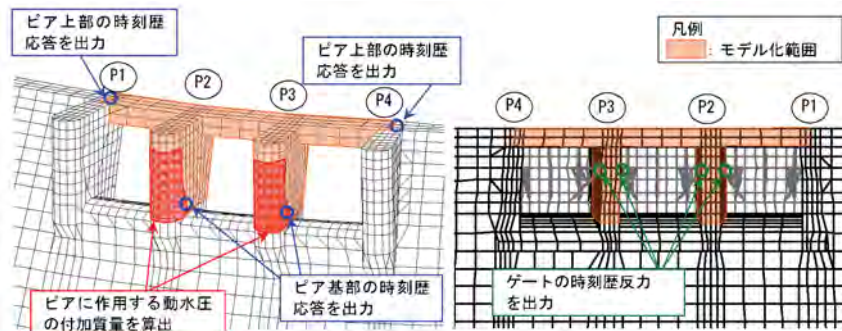
(2) ピア

地震応答解析により門柱部の照査を行う場合、ダム本体とは切り離して門柱部のみをモデル化することが多く、その場合、その基部においてはダム本体の地震応答解析により得られる加速度応答を考慮することが多い。このため、モデル底部を固定境界条件とするとともに、堤体との連続性を考慮し適切な境界条件を設定する必要がある。

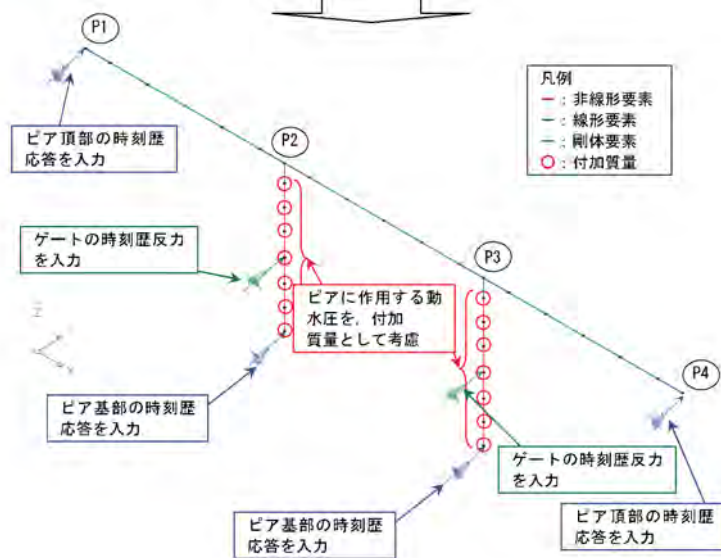


(a) 上下流断面 (b) ダム軸断面

図 5.3.3-16 境界条件の設定例（ローラゲートの門柱） 1)P. 2-122



(a) 3次元連成動的解析での出力



(b) ピアの解析モデルへの入力

図 5.3.3-17 境界条件の設定例（ラジアルゲートの門柱） 1)P. 2-184

5.3.4 耐震性能照査

洪水吐ゲートの耐震性能照査の標準的なフローを図 5.3.4-1 に示す。

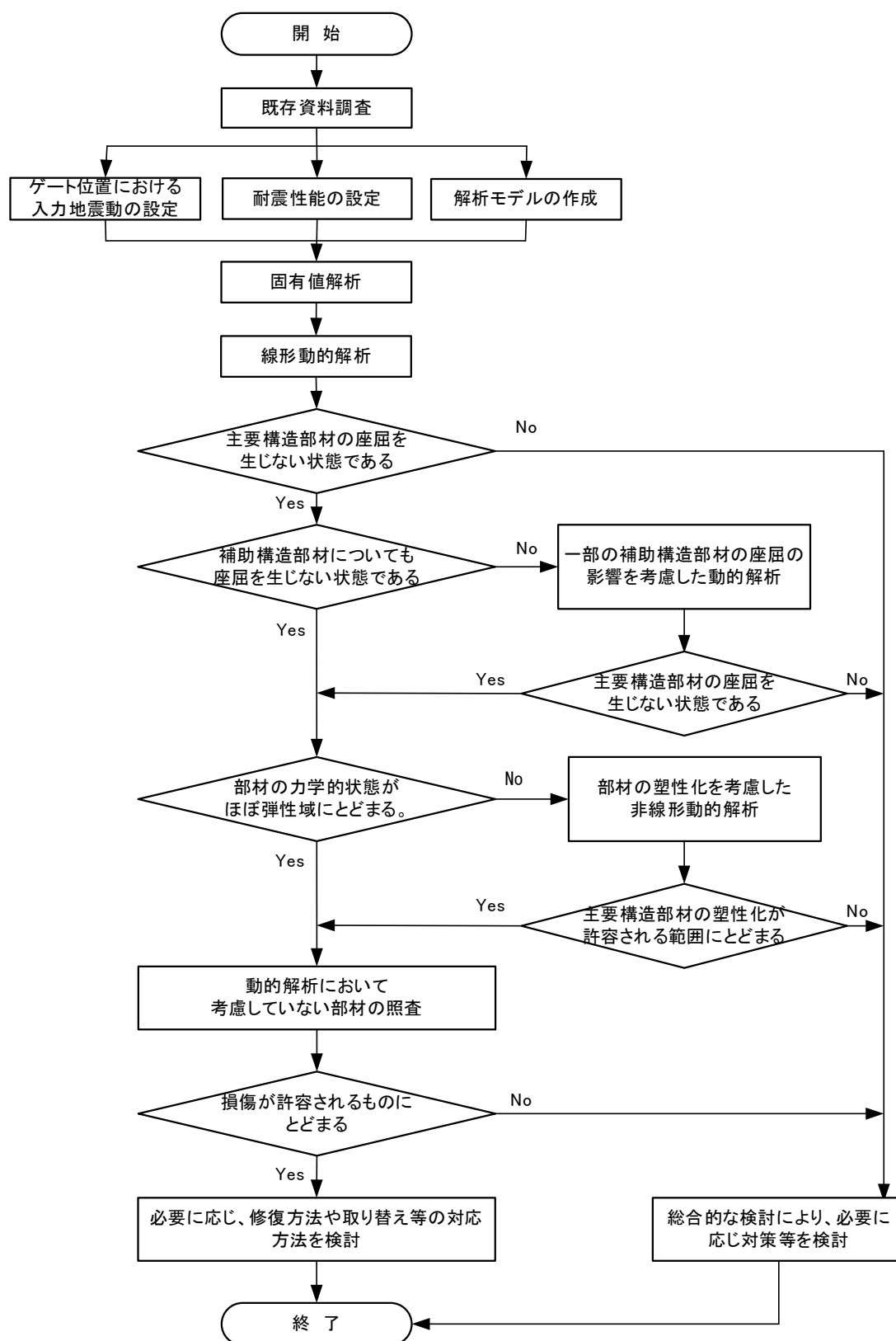


図 5.3.4-1 洪水吐ゲートの照査フロー

5.3.4.1 概要

(1) ゲート扉体の照査

レベル2地震動に対する洪水吐ゲート扉体の耐震性能照査は、堤体の動的解析等で算定される慣性力（入力地震動）、動水圧等の外力を用いた動的解析（弾性解析）の結果に基づき、ゲートの主要構造部材及び補助構造部材の座屈、塑性化、水密性について照査を行う。なお、主要構造部材以外の構造部材（補助構造部材）の一部において座屈が生じる場合には、当該補助構造部材の座屈の影響を考慮した動的解析を行い、ゲート全体構造の安定性が確保されることを確認する必要がある。

照査の結果、主要構造部材及び補助構造部材のひずみが弾性域内に留まらない場合は、非線形解析により塑性化に対する照査を行う。照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施あるいは必要に応じて耐震補強などの対応を検討する。

(2) ゲート固定部及び戸当りの照査

ゲート扉体の照査において直接モデル化しない固定部（ローラ部、戸当り金物部、トラニオン部、アンカレッジ部）については、ゲート扉体の動的解析で得られた当該箇所（境界条件）の最大反力を用いた構造計算により照査を行う。

照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施あるいは必要に応じて耐震補強などの対応を検討する。

(3) 門柱部（ピア）、天端橋梁及び操作室の照査

レベル2地震動に対する洪水吐ゲート門柱部（ピア）の耐震性能照査は、堤体の動的解析等で算定される慣性力（入力地震動）、動水圧等の外力を用いた動的解析（弾性解析）の結果に基づき、曲げ及びせん断破壊に対する照査を行い、コンクリートの強度を超える応力の発生について確認する。曲げ破壊に対する照査においてピアにひび割れが発生する場合には、非線形動的解析結果に基づく照査を実施し、「ピアの鉄筋が降伏しない」等の基準に基づき、損傷の程度や残留変形量が許容値以内に収まることを確認する。

照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施、あるいは必要に応じて耐震補強などの対策を検討する。

天端橋梁、操作架台、開閉装置等の照査は、門柱部（ピア）の動的解析結果に基づく応答結果から外力条件を適切に設定し、構造計算による照査を行う。ただし、これら設備は構造型式やアンカ形式等が多様であることから、対象に応じた適切な条件設定となるよう留意が必要である。

照査の結果、照査基準を満足できない場合には、より詳細な検討の実施、あるいは必要に応じて耐震補強などの対策を検討する。

5.3.4.2 許容耐力及び許容変位

(1) 鋼材

1) 許容座屈応力

① 局部座屈

当該部材の寸法等に関する諸要件（フランジ及びウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚及び断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメント）について『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されているものを参照する。

なお、これら寸法条件を満足しない場合には、表 5.3.4-1～表 5.3.4-3 に示す許容応力度に、設計で用いられる安全率(2.0 程度)をかけた値を用いて照査を行う。

表 5.3.4-1 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 3)P.100

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$\frac{b}{39.8 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{39.8 f}$
SM490	160 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$\frac{b}{34.5 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{34.5 f}$
SMA490	180 $190,000 \left(\frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$\frac{b}{32.5 f} \leq t$ $\frac{b}{80 f} \leq t < \frac{b}{32.5 f}$

表 5.3.4-2 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 3)P.100

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $120 - 2.1 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 28 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$\frac{b}{28 f \cdot n} \leq t$ $\frac{b}{56 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{28 f \cdot n}$ $\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{56 f \cdot n}$
SM490	160 $160 - 3.2 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 24 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$\frac{b}{24 f \cdot n} \leq t$ $\frac{b}{48 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{24 f \cdot n}$ $\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{48 f \cdot n}$
SMA490	180 $180 - 3.7 \left(\frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 22 \right)$ $190,000 \left(\frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$	$\frac{b}{22 f \cdot n} \leq t$ $\frac{b}{46 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{22 f \cdot n}$ $\frac{b}{80 f \cdot n} \leq t < \frac{b}{46 f \cdot n}$

表 5.3.4-3 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 3)P.101

鋼 種	局 部 座 屈 に 対 す る 許 容 応 力 度 (N/mm ²)	
SS400 SM400 SMA400	120 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{12.9} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.9}$
SM490	160 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{11.2} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SMA490	180 $20,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{10.6} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.6}$

②全体座屈

限界座屈及び横倒れ座屈のそれぞれに対する基準耐荷力曲線で示される座屈応力度を図 5.3.4-2 に示す。

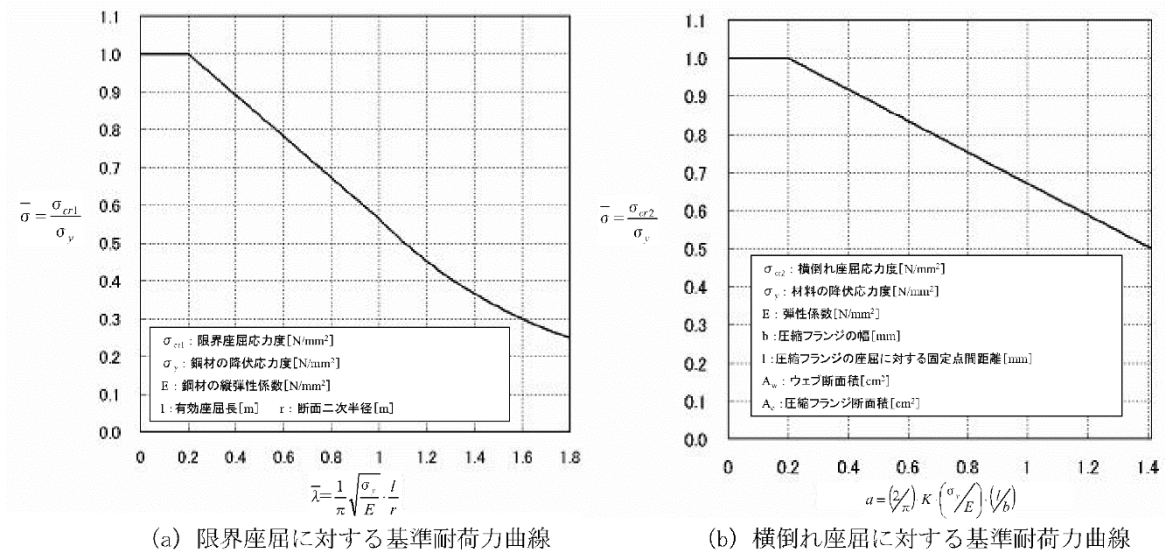


図 5.3.4-2 基準耐荷力曲線 2)P.86

(限界座屈応力度 σ_{cr1})

$$\sigma_{cr1} = \bar{\sigma} \cdot \sigma_y$$

$$\bar{\sigma} = 1.0 \ (\bar{\lambda} \leq 0.2), \ \bar{\sigma} = 1.109 - 0.545\bar{\lambda} \ (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0)$$

$$\bar{\sigma} = 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2) \ (1.0 < \bar{\lambda})$$

ここに、 $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{l}{r} \right)$ 、 σ_{cr1} ：基準耐荷力曲線に基づく限界座屈応力度[N/mm²]

σ_y ：部材の降伏応力度、 E ：弾性係数、 l ：有効座屈長、 r ：断面二次半径

(横倒れ座屈応力度 σ_{cr2})

$$\sigma_{cr2} = \bar{\sigma} \cdot \sigma_y$$

$$\bar{\sigma} = 1.0 \ (\alpha \leq 0.2), \ \bar{\sigma} = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) \ (0.2 < \alpha \leq \sqrt{2})$$

ここに、 $\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{l}{b_{fl}} \right)$ 、 $K = 2$ ：($A_w/A_c < 2$)、 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ ：($A_w/A_c \geq 2$)

σ_{cr2} ：基準耐荷力曲線に基づく横倒れ座屈応力度[N/mm²]

E ：弾性係数、 b_{fl} ：圧縮フランジの幅 [mm]

l ：圧縮フランジの座屈に対する固定間距離[mm]

A_w ：ウェブ断面積[cm²]、 A_c ：圧縮フランジの断面積[cm²]

『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されている限界座屈及び横倒れ座屈に対する許容応力度の算定式等を以下に示す。

a) 限界座屈（許容軸方向圧縮応力度）

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$$

ここに、 σ_{ca} ：軸方向許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cag} ：表 5.3.4-4 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} ：①に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{cao} ：表 5.3.4-4 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

表 5.3.4-4 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 3)P.71

(単位: N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40
軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r} \leq 20$: 120		$\frac{l}{r} \leq 15$: 160		$\frac{l}{r} \leq 14$: 180	
圧縮部材 l : 部材の有効座屈長 (mm)	$20 < \frac{l}{r} \leq 93$: $120 - 0.75(\frac{l}{r} - 20)$	左記応力度の 0.92 倍とする	$15 < \frac{l}{r} \leq 80$: $160 - 1.12(\frac{l}{r} - 15)$	左記応力度の 0.94 倍とする	$14 < \frac{l}{r} \leq 76$: $180 - 1.33(\frac{l}{r} - 14)$	左記応力度の 0.95 倍とする
r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)	$93 < \frac{l}{r}$: $\frac{1,000,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2}$		$80 < \frac{l}{r}$: $\frac{1,000,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2}$		$76 < \frac{l}{r}$: $\frac{1,000,000}{4,500 + (\frac{l}{r})^2}$	
圧縮添接材	120		160		180	

b) 横倒れ座屈 (許容曲げ圧縮応力度)

表 5.3.4-5 許容曲げ圧縮応力度 3)P.71

(単位: N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40
曲げ応力度 桁の圧縮	$\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$: 120		$\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$: 160		$\frac{l}{b} \leq \frac{7}{K}$: 180	
A_w : 腹板の総断面積 (mm ²)	$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$:	左記応力度の 0.92 倍とする	$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$:	左記応力度の 0.94 倍とする	$\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$:	左記応力度の 0.95 倍とする
A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm ²)						
l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm)	$120 - 1.1(K \frac{l}{b} - 9)$		$160 - 1.6(K \frac{l}{b} - 8)$		$180 - 1.9(K \frac{l}{b} - 7)$	
b : 圧縮フランジの幅 (mm)	ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は		ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は		ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は	
$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$	$K = 2$ とする		$K = 2$ とする		$K = 2$ とする	
圧縮フランジがスكينプレート等で直接固定された場合	120		160		180	

2) 降伏応力及び降伏ひずみ

① 降伏応力

代表的な鋼種の降伏応力を表 5.3.4-6 に示す。なお、降伏応力は必要に応じ、表 5.3.4-7 に示す継手効率を乗じ設定する。照査の際に用いるせん断強度 (τ_y) は、軸及び曲げ強度 (σ_y) より、Mises の降伏条件 ($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$) を適用した値を用いる。

表 5.3.4-6 代表的な鋼種の降伏応力度 2)P.178

鋼 種	σ_y (N/mm ²) 降伏点又は 0.2%耐力	τ_y (N/mm ²) Mises の降伏条件
SS400、SM400	235	135
SM490	315	181
SUS304	205	118

※ SS、SM については鋼材の厚さにより σ_y 、 τ_y の値は異なる。表中の数値は鋼材の厚さが 16mm を超え 40mm 以下の場合であるが、『ダム・堰施設技術基準 (案)』では、40mm までを一定値としている。40mm を超える場合は表中の値より小さくなる。詳細については上記文献や JIS 規格を参照のこと。

表 5.3.4-7 溶接の継手効率 10)P.41

区 分		工場溶接	現場溶接
突合わせ溶接継手	放射線検査を行うとき	0.95 (1.0)	0.90 (0.95)
	放射線検査を行わないとき	0.85	0.80
すみ肉溶接継手		0.95	0.90

- (注) (1) 水門扉及び放流管の主要構造物の突合わせ継手は、溶接線長の 5%以上の検査を行うものとする。
(2) 特に新しい材料、高圧ゲート、複雑な構造物などの重要な突き合わせ継手は、溶接線長の 20%以上の検査を行うことを標準とする。
(3) 溶接線の全長について放射線検査を行う場合は、() 内の効率とする。

表 5.3.4-8 降伏応力度の設定例 2)P.178

部位	材質	単位体積重量 ^{注1)} [kN/m ³]	弾性係数 [N/mm ²]	ポアソン比	降伏応力度 ^{注2)} [N/mm ²]
塔体	SUS304	77.0	1.93×10^5	0.3	205
塔上架台	SM400	77.0	2.06×10^5	0.3	235

注1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整したため、一般値とは異なっている。

注2) 鋼材の降伏応力度は「ダム・堰施設技術基準（案）」に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計に用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とし、ステンレス鋼についても同様とした。

② 降伏ひずみ

鋼材の降伏を考慮した非線形挙動の応力-ひずみ関係を図 5.3.4-3 に示す。応力-ひずみ関係は、当該部材を用いた載荷試験結果等をもとに設定することが望ましいが、便宜的に、降伏後の剛性を弾性域の 1/100 と仮定したバイリニアモデル（図 5.3.4-3）に準じ設定してもよい。

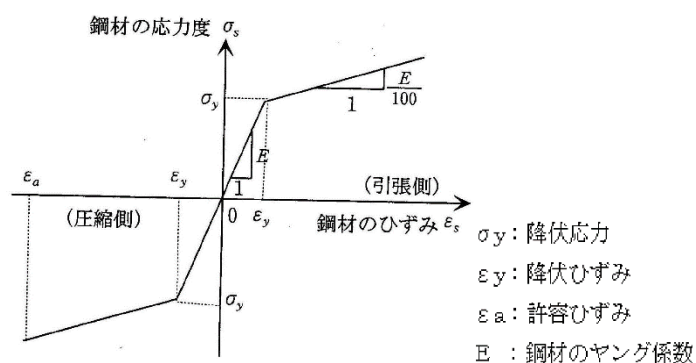


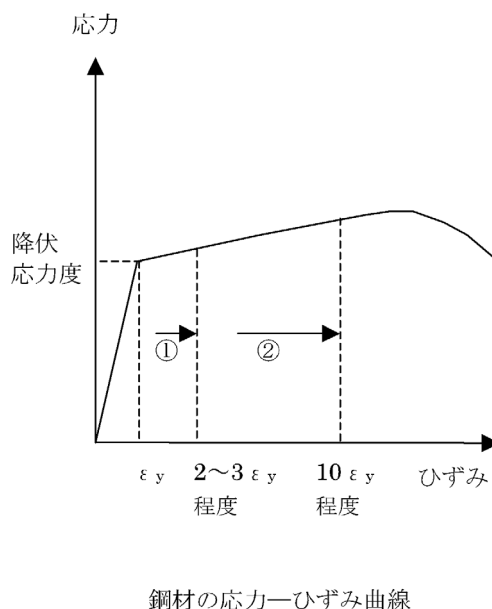
図 5.3.4-3 鋼材の応力度-ひずみ曲線
(コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合) 7)P.200

鋼構造物の照査においては、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。これら基準量の目安となるひずみ量の考え方を以下に示す。

なお、弾性解析結果から降伏後のひずみ量をエネルギー一定測により算出する場合は、降伏ひずみの2倍までを限度とし、それを超えるひずみが想定される場合は、非線形解析結果により照査を行う必要がある。

表 5.3.4-9 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 ^{2)P.88}

区分	対応する部材の力学的状態
①ほぼ弾性域内にとどまること	- 発生応力が降伏応力度以下もしくは降伏応力度をわずかに超える程度にとどまる状態 - 降伏ひずみ ε_y に対し、最大ひずみが 2～3 倍程度以内
②限定的な塑性化にとどまること	- 発生応力が部分的に降伏応力度を超えるが、耐力に達するまでには余裕がある状態 - 降伏ひずみ ε_y に対し、最大ひずみが 10 倍程度以内
③限定的な部分の破壊にとどまること	限られた範囲の部材で、発生応力が耐力を超える状態



3) 許容残留変位

設計条件により設定されたゲートの可動範囲（ゲートとピアのクリアランス）を参考に、「ゲートと戸当り金物の水密性が確保される」ための適切な値を設定する。

(2) 鉄筋コンクリート

1) 曲げ及びせん断破壊

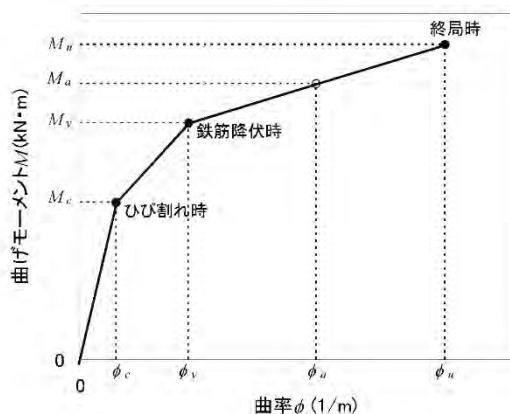
①曲げ破壊に対する許容値

コンクリートの引張強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の各強度に関連したひずみ量は、材料の強度と弾性係数を用い算出する。

- コンクリートの(曲げ)引張強度: $f_{tk} = 0.23(f'_{ck})^{2/3}$
- コンクリートの引張強度ひずみ: $\varepsilon_t = f_{tk}/E_c$
- コンクリートのひび割れ限界ひずみ: $\varepsilon_{tu} = 2\varepsilon_t$
- 鉄筋の降伏ひずみ: $\varepsilon_{sy} = f_{yk}/E_{sy}$

$M-\phi$ 関係による許容塑性率等で照査を行う場合は、上記で設定した強度及びひずみ量から、鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係等を設定する。なお、許容曲げ耐力及び許容曲率については、土地改良事業設計指針「耐震設計」を参考に、適切な値を設定する。



M_c : ひび割れモーメント、 M_y : 降伏モーメント、 M_a : 許容曲げ耐力、 M_u : 終局モーメント
 ϕ_c : ひび割れ曲率、 ϕ_y : 降伏曲率、 ϕ_a : 許容曲率、 ϕ_u : 終局曲率

図 5.3.4-4 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係 1)P. 2-162

<参考>鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 5)P. 165, P. 161~162

5.4.9 許容塑性率

許容塑性率 μ_a は、以下により算出するものとする。

(1) 曲げ破壊型

式 (5.4.30) により算出するものとする。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (5.4.30)$$

ここに、

μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

δ_u : 「5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性」に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)

δ_y : 「5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性」に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm)

α : 安全係数で、表 5.4.5 による。

表-5.4.5 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプⅠの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
限定された範囲に留める	3.0	1.5
致命的な損害を防止する	2.4	1.2

(2) 曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型

許容塑性率は 1.0 とする。

5.4.5 水平耐力、水平変位及び降伏剛性

単柱式鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 P_c 、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u 並びに降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u は、タイプⅠ及びタイプⅡの地震動それぞれに対して、以下により算出するものとする。

(1) ひび割れ水平耐力 P_c

ひび割れ水平耐力 P_c は、式(5.4.16)により算出するものとする。

$$P_c = \frac{M_c}{h} \quad (5.4.16)$$

ここに、

M_c : 部材基部断面のひび割れ曲げモーメント (N・mm)

h : 部材基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

ただし、 h は単柱式橋脚の場合

(2) 降伏水平耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y

降伏水平耐力及び降伏変位は、それぞれ、式(5.4.17)及び式(5.4.18)により算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h} \quad (5.4.17)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (5.4.18)$$

ここに、

δ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位
(以下「初期降伏変位」という。) (mm)

M_u : 部材基部断面の終局曲げモーメント (N・mm)

M_{y0} : 部材基部の断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント (N・mm)

(3) 終局水平耐力 P_u 及び降伏変位 δ_u

終局水平耐力及び終局変位には損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、式(5.4.19)及び式(5.4.20)により算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h} \quad (5.4.19)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (5.4.20)$$

ここに、

h : 部材基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長(mm)で、式(5.4.21)により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (5.4.21)$$

D : 断面高さ (mm) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

ϕ_y : 橋脚基部における降伏曲率 (mm^{-1})

ϕ_u : 橋脚基部における終局曲率 (mm^{-1})

②せん断破壊に対する許容値

コンクリートのせん断強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

なお、せん断スパン比がコンクリート標準示方書に示される所要の値以下の場合、デュープビームとして取り扱い、せん断力に対する許容値は、コンクリートのせん断圧縮破壊強度を用いる。

コンクリートのせん断強度： $f_{vcd} = 0.20(f'_{cd})^{1/3}$ ただし、 $f_{vcd} \leq 0.72$ (N/mm²)

コンクリートのせん断圧縮破壊強度： $f_{dd} = 0.19(f'_{cd})^{1/2}$

ただし、 f_{cd} ：設計せん断耐力

2) 支圧強度

コンクリートの支圧強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

コンクリートの支圧強度： $f'_{ak} = \eta f'_{ck}$

ただし、 $f'_{ak} = \eta = \sqrt{A/A_a} \leq 2$

A ：コンクリート面の支圧分布面積

A_a ：支圧を受ける面積

3) 押抜きせん断強度

コンクリートの押抜きせん断強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

コンクリートの押抜きせん断強度： $f'_{pck} = 0.20\sqrt{f'_{ck}}$

ただし、 $f'_{pck} \leq 1.2$ N/mm²

4) 付着強度

コンクリートの付着強度は、コンクリート標準示方書に準じ設定する。

コンクリートの付着強度： $f_{bok} = 0.28(f'_{ck})^{2/3}$

ただし、 f'_{ck} ：設計基準強度

5) 許容残留変位及び許容残留変形角

洪水吐ゲートの作動に支障を来さない状態に留めるための範囲を規定する。門柱部（ピア）の傾きを塔高の 1/100 として「損傷の修復を容易に行える状態」の許容値を算出してよい。併せて、『河川構造物の耐震性能照査指針・解説』を参考に、地震後においても門柱の許容残留変位がゲートの開閉を妨げない変形角（扉体が戸当りに接触して動かなくなる条件）を以下の式から算出する。

また、設計条件で用いたダム軸方向のゲートの可動範囲（ゲートとピアのクリアランス）を参考に、「ピアの変形によりゲートが崩壊（損傷）しない」ための適切な値を設定する。

上下流方向

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h : ローラ間隔 (又は扉体高)

t : ローラ径 (又は扉体厚)

b : 戸当り幅

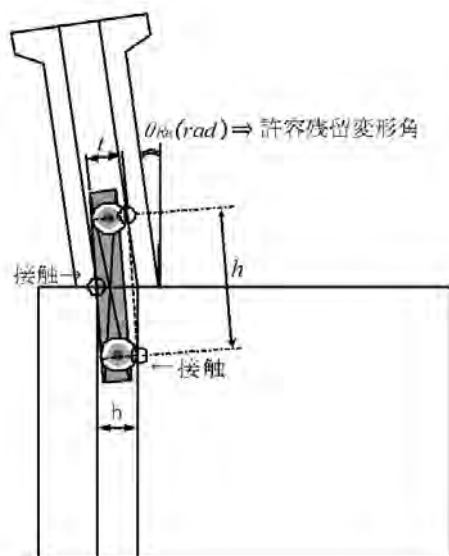


図 5. 3. 4-5 上下流方向の許容残留変形角の算定方法 11)P. 36

ダム軸方向

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4B^2}{-4BL + h\sqrt{h^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right)$$

h : 扉体高

L : 扉体厚 (又はサイドローラ間隔)

B : 門柱間の戸当り幅

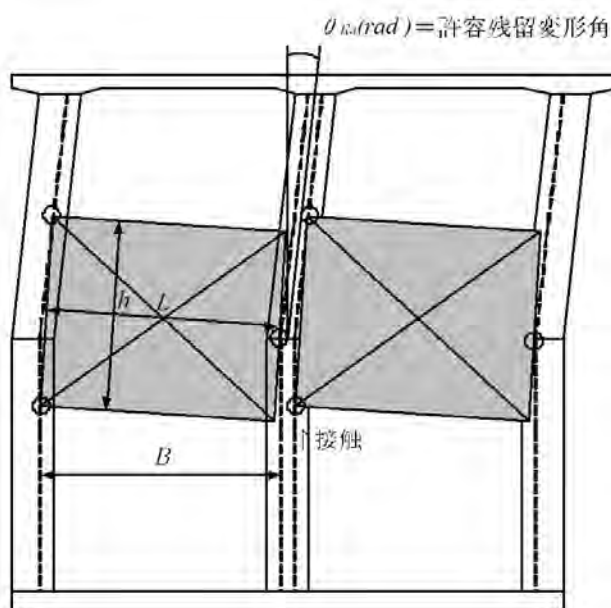


図 5. 3. 4-6 ダム軸方向の許容残留変形角の算定方法 11)P. 36

(3) ゲート固定部及び機械・電気設備固定部

1) ローラゲート

① ローラ

設計における許容応力は安全率(=2)を見込んだ値であることから、レベル2地震動に対する照査では安全率を見込まない値を許容値とする。このため、以下に示す設計値(許容応力)の2倍が照査における許容値となる。

i. ローラ接触許容応力度 ^{15) P.184}

ローラ接触許容応力度の算定式を次式に示す。

$$P_a = \frac{9.807}{2\nu} \cdot H_B$$

ここに、 P_a : 許容接触応力度 (N/mm²)

ν : 安全率=1.3 (線接触の場合)

安全率=1.0 (点接触の場合)

H_B : ローラ踏面のブリネル硬さ (N/mm²)

ただし、ローラ踏面版の硬さが主ローラの硬さより低い場合は、ローラ踏面版の硬さを用いる。

使用される材質による許容接触応力(設計値)及び降伏接触応力(照査用許容値)の設定例を以下に示す(線接触の場合)。

材質: SSW-R1、許容接触応力: 966 N/mm²、降伏接触応力: 1,932 N/mm²

材質: SSCrM3、許容接触応力: 829 N/mm²、降伏接触応力: 1,658 N/mm²

材質: SCMn2A、許容接触応力: 603 N/mm²、降伏接触応力: 1,206 N/mm²

ii. ローラ軸受け許容荷重

ローラ軸受の許容荷重の算定式を次式に示す。

$$P_a = \sigma_a \cdot d \cdot b$$

ここに、 P_a : 許容荷重 (N)

σ_a : 軸受許容面圧 (N/mm²)

d : ローラ軸直径 (mm)

b : 軸受有効幅 (mm)

使用された部品による軸受許容面圧(設計値)及び軸受降伏面圧(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材質: オイレス#500SP、軸受け許容面圧[※]: 25 N/mm²、軸受け降伏面圧: 49 N/mm²
([※]『ダム・堰施設技術基準(案)』では高力黄銅系合金(硬度HB210以上)の許容面圧23 N/mm²以下としている)

iii. ローラ軸等の許容応力(材料強度)

ローラ軸等に用いられる材質による曲げ及びせん断に対する降伏応力(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材料：S35C(N)、降伏曲げ応力：285 N/mm²、降伏せん断応力：162 N/mm²
 材質：SF490、降伏曲げ応力：245 N/mm²、降伏せん断応力：142 N/mm²
 材質：S45C、降伏曲げ応力：345 N/mm²、降伏せん断応力：199 N/mm²
 材質：SUS304、降伏曲げ応力：200 N/mm²、降伏せん断応力：116 N/mm²
 材質：SC450、降伏曲げ応力：225 N/mm²、降伏せん断応力：130 N/mm²

② 戸当り

ローラレールに用いられる材質について、設計に用いられる許容曲げ引張応力、許容せん断応力及び許容支圧応力を示す。照査に用いる許容値は、これらの2倍とする。

表 5.3.4-10 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 3)P.70
 (単位：N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
軸方向引張応力度および曲げ引張応力度	120	左記の0.92倍	160	左記の0.94倍	180	左記の0.95倍

表 5.3.4-11 許容せん断応力度及び許容支圧応力度 3)P.72
 (単位：N/mm²)

鋼 種 種 類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
せん断応力度	70	左記の0.92倍	90	左記の0.94倍	105	左記の0.95倍
支圧応力度	180		240		270	

2) ラジアルゲート

設計における許容応力は安全率(=2)を見込んだ値であることから、レベル2地震動に対する照査では安全率を見込まない値を許容値とする。このため、以下に示す設計値(許容応力)の2倍が照査における許容値となる。

①トラニオン

i ブッシュ、スラストワッシャ

使用された部品による許容支圧面圧(設計値)及び降伏支圧面圧(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材質：オイレス#500SP、許容支圧面圧：25 N/mm²、降伏支圧面圧：49 N/mm²

ii トラニオンピン (σ_y 、 τ_y ：材料値、 σ_{pa} ：設計値)

使用された材質による曲げ及びせん断に対する降伏応力(照査用許容値)の設定例を以下に示す。

材質：SF50、降伏曲げ応力：250N/mm²、降伏せん断応力：144N/mm²、

支圧応力：170N/mm²

材質：SUS630H1150、降伏曲げ応力：740 N/mm²、降伏せん断応力：427.2 N/mm²

② アンカレージ

i. アンカガード

アンカガードに使用された材質による曲げ及びせん断に対する降伏応力（照査用許容値）の設定例を示す。

材質：SS400、降伏曲げ圧縮応力度：235 N/mm²、降伏せん断応力度：135 N/mm²

ii. アンカフレーム

アンカフレームに使用された材質による降伏引張応力（照査用許容値）の設定例を示す。

材質：SM400、降伏引張応力：235 N/mm²

3) 機械・電気設備

機械・電気設備の固定に用いられるアンカボルトについて、許容値の設定例を示す ※注。

i. アンカボルト（ホークカットアンカ）

材質：SUS304、引張降伏強度：205 N/mm²、引張強さ：520 N/mm²

せん断降伏強度：118 N/mm²、せん断強さ：300 N/mm²、引抜耐力：36260 N/本

ii. アンカボルト（寸切ボルト）

材質：SUS304、引張降伏強度：205 N/mm²、引張強さ：520 N/mm²

せん断降伏強度：118 N/mm²、せん断強さ：300 N/mm²、引抜耐力：— N/本

注： アンカボルト引抜力の算定は、ホークカットアンカの場合は引抜き力をアンカボルトの引抜耐力と比較、寸切りボルトの場合は引抜き応力度を基礎コンクリートの付着強度と比較する。
2) P. 185

5.3.4.3 照査方法

(1) ゲート扉体

1) 座屈

鋼構造物の照査において、特に圧縮力を受ける部材については、部材の力学状態が弾性域にとどまり降伏が生じない場合でも、座屈が生じた場合には耐力が大幅に低下する可能性がある。このため、座屈に対する安全性を確認することが必要となる。

鋼部材の座屈に対する検討は、一般に局部座屈及び全体座屈について行われる。局部座屈については、各部材のフランジ及びウェブが降伏応力度に達するまで局部座屈を生じないような部材寸法であるかを、フランジ及びウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚及び断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメントの値を設計基準値（『ダム・堰施設技術基準（案）』）と比較し、照査を行う。

なお、部材寸法が設計基準値を満足しない場合には、解析結果と表 5.3.4-1～5.3.4-3 に示す許容値を比較することにより照査する。全体座屈については、解析により得られた当該部材に生じる限界座屈及び横倒れ座屈のそれぞれに対し、基準耐荷力曲線（図 5.3.4-2）で示される許容座屈応力度を比較することにより評価することができる。

曲げモーメント及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、次式により合成応力度を計算し、許容座屈応力度と比較を行う。

① 曲げモーメント及び軸方向応力による垂直応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$$

② 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g2} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2}$$

ここに、 σ_{g1} 、 σ_{g2} ：合成応力度（N/mm²）

σ_1 ：曲げモーメント及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 ：曲げ及びねじりによるせん断応力度（N/mm²）

シェルモデルを用いた材料非線形・幾何学的非線形解析の結果から座屈の発生を評価する場合は、着目点位置での急激な変位の増加の有無により全体座屈の照査を行うとともに、各部材のフランジ、ウェブでの顕著なひずみの発生の有無により局部座屈の照査を行う。

2) 塑性化

① 線形動的解析

解析結果から塑性化の有無を照査する。その結果、塑性化が懸念される場合は、エネルギー一定則から、塑性化後のひずみ量を算出し、塑性化の程度が「ほぼ弾性域内」であるかを照査する。なお、線形動的解析結果から、塑性化後のひずみ量を算定する場合、塑性化率は2までとし、それを超過する場合は、非線形解析により照査を行う。

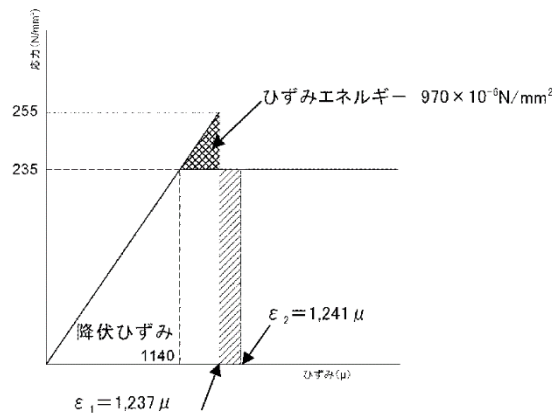


図 5.3.4-7 エネルギー一定則に基づくひずみの算定 1) P. 2-135

② 非線形動的解析

解析結果から、塑性化の有無及び塑性化の程度を照査する。なお、解析結果については、平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価することができる。照査に当たっては、構造上重要な部材については「ほぼ弾性域内」であること、その他部材については「限定的な塑性化にとどまる」ことを照査する。

3) ゲートの水密性（ゲートの変位）

ローラゲートについては、ゲート側部は、戸当り部が損傷しない場合、上下流方向のゲート変位がローラと戸溝のクリアランス（変位許容値）以下となることを確認することで水密性を照査する。ゲート下部は、上下流方向のゲート変位とゲート下部の戸当り金物のフランジ幅（変位許容値）以下となることを確認し水密性を照査する。

ラジアルゲートの場合、下部戸当り部は水平面に対し傾斜した形状となっているため、上下流方向変位が大きくなると水密性に問題が生じる可能性があることから、上下流方向の最大応答変位が設計上確保されているつぶれ代（10mm）を下回ることを確認することで、下部戸当りの水密性を照査する。

(2) ゲート固定部

1) ローラゲート

① ローラ

ローラ接触応力とローラ接触許容応力値を比較し、所要の性能を満足することを照査する。ローラ接触応力の算定式を次式に示す。 ^{15) P.181}

i. 線接触の場合（ローラ及びローラ踏面板に曲率を設けない場合）

$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B_0 \cdot R(E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P \cdot R(E_1 + E_2)}{B_0 \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = 0.78C$$

ここに、 p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)、 P : ローラ作用荷重 (N)
 E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)、 E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)
 B_0 : ローラ有効踏面幅 (mm)、 R : ローラ半径 (mm)
 C : 接触幅の半分 (mm)、 Z : 最大せん断応力が発生する深さ (mm)

ii. 点接触の場合（ローラ又はローラ踏面板に曲率を設ける場合）

$$p = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{a \cdot b}$$

$$a = 0.88m \cdot \sqrt[3]{\frac{P(E_1 + E_2)}{(A+B) \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$b = 0.88n \cdot \sqrt[3]{\frac{P(E_1 + E_2)}{(A+B) \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = \beta \cdot b$$

$$A + B = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{R'} \right)$$

$$a/b = m/n$$

ここに、 p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)、 P : ローラ荷重 (N)、
 a : 接触幅（長径）の半分 (mm)、 b : 接触幅（短径）の半分 (mm)、
 m : 形状係数 (2.813)、 E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)、
 E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)、 n : 形状係数 (0.485)、
 Z : 最大せん断力が発生する深さ (mm)
 β : 最大せん断力が発生する深さを与える係数
 A : 係数、 B : 係数、 R : ローラ半径 (mm)、
 R' : ローラ又はローラ踏面板の曲率半径 (mm)

② ローラ軸受け

ゲートの動的解析から求められるローラ発生荷重とローラ軸受の許容応力値を比較し、所要の性能を満足することを照査する。

③ ローラ軸

算定されるローラ軸の曲げ応力及びせん断応力を、許容値（材料の許容応力）と比較し、所要の性能を満足することを照査する。

ローラ軸に作用する曲げモーメント及びせん断力を、ローラ軸を片持梁と仮定（図 5.3.4-8）して算定する場合の算定式を次式に示す。

$$M = W \cdot e$$

$$S = W$$

ここに、 M ：曲げモーメント（N・mm）、 S ：せん断力（N）、
 W ：ローラ 1 個が負担する荷重（N）、 e ：オーバーハングの長さ（mm）

また、ローラ軸の曲げ応力及びせん断応力を次式に示す。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad \tau = \frac{S}{A}$$

ここに、 σ ：曲げ応力（N/mm²）、 Z ：断面係数（mm³）、 τ ：せん断応力（N/mm²）、
 A ：断面積（mm²）

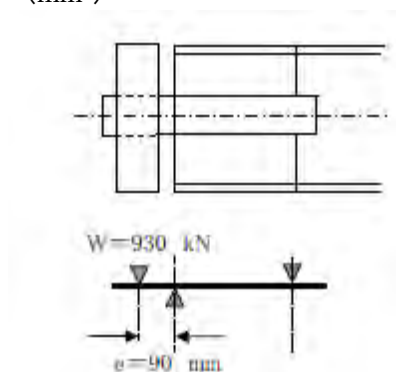


図 5.3.4-8 ローラ軸の構造例

④ 戸当り

i. 戸当り周辺コンクリート

支圧応力とコンクリートの圧縮強度、せん断応力とコンクリートの押抜きせん断強度を比較し、所要の性能を満足することを照査する。

コンクリートの支圧応力、せん断応力の算定式を次式に示す。

$$\tau = \frac{K \cdot b_f}{l_1 + 2 \cdot l_2}$$

$$K = 0.26 \frac{P^{3/4}}{b_f} \cdot \sqrt[4]{\frac{2}{3} \cdot \frac{b_f^2 \cdot K \cdot E_c^2}{E \cdot I}}$$

$$K = 0.0588 \frac{P}{\sqrt[3]{b_f^2 \cdot I}}$$

ここに、 K ：コンクリートの支圧応力（N/mm²）、
 b_f ：ローラレールの底面フランジ幅（mm）
 l_1 ：コンクリートの面より底面フランジ端面までの長さ（mm）
 l_2 ：堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ（mm）
 τ ：コンクリートのせん断応力（N/mm²）
 P ：ローラ 1 個当たりの荷重（N）
 E_c ：コンクリートの弾性係数（N/mm²）、 E ：鋼の弾性係数（N/mm²）
 I ：ローラレールの断面二次モーメント（mm⁴）

ii. ローラレール

算定されるローラレールのウェブせん断応力、ウェブ支圧応力及び底面フランジ曲げ応力を許容値と比較し、所要の性能を満足することを照査する。なお、レールはコンクリート中に埋込まれた構造となっているため、レールに発生する応力は、レール単体に比べて緩和されると考えられることから、レール単体での許容値を満足しない場合、その効果を見込んだ照査を行う。

(a) ローラレールのウェブせん断応力

ローラレールのウェブせん断応力の算定式を次式に示す。

$$\tau_w = \frac{P}{2 \cdot A_w}$$

ここに、 P : ローラ発生荷重 (N)、 A_w : ウェブ断面積 (mm^2)、
 τ_w : ウェブせん断応力 (N/mm^2)

(b) ローラレールのウェブ支圧応力

ローラレールのウェブ支圧応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma_b = \frac{P}{b_p \cdot t_w} \leq \sigma_c$$

ここに、 P : ローラ発生荷重 (N)、 σ_b : ウェブ支圧応力 (N/mm^2)、
 σ_c : ウェブ支圧応力の許容値 (N/mm^2)、 b_p : 受圧幅= $2c + 2(t_r + t_f)$ (mm)、
 t_w : ウェブの厚さ (mm)、 $2c$: ヘルツのローラ接触幅 (mm)、
 t_r : ローラレールの厚さ (mm)、 t_f : 上部フランジの厚さ (mm)

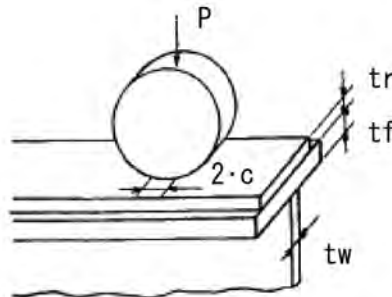


図 5.3.4-9 ローラレールの接触部

(c) ローラレールの底面フランジ曲げ応力

ローラレールの底面フランジ曲げ応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma = \frac{6M_f}{t_{bf}^2} \leq \sigma_y$$

ここに、 M_f : 単位長さ当りの曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)、
 σ : 底面フランジ曲げ応力 (N/mm^2)、
 σ_y : 底面フランジ曲げ応力の許容値 (N/mm^2)
 b_f : 底面フランジの幅 (mm)、 t_{bf} : 底面フランジの厚さ (mm)

2) ラジアルゲート

① トラニオン

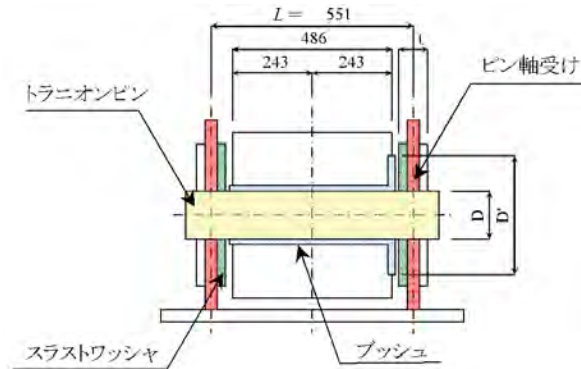


図 5.3.4-10 トラニオンの例

i. ブッシュ

ブッシュに作用する支圧応力が、許容値以下であることを照査する。
ブッシュの支圧応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma_b = \frac{V}{B \times D}$$

ここに、 σ_b :支圧応力度(N/mm²)、 V :ラジアル方向最大反力(N)、
 B :ボス幅(mm)、 D :ピン径(mm)

ii. スラストワッシャ

スラストワッシャに作用する支圧応力が、許容値以下であることを照査する。
スラストワッシャの支圧応力の算定式を次式に示す。

$$\sigma_{swb} = \frac{H}{A_{sw}}$$

ここに、 σ_{swb} :支圧応力度(N/mm²)、 H :スラスト方向最大反力(N)
 A_{sw} :スラストワッシャ断面積(mm²)

iii. トラニオンピン

トラニオンピンの曲げ応力、せん断応力及びピン軸受けの支圧応力が、許容値以下であることを照査する。

トラニオンピンに作用する曲げ応力(M)及びせん断力(S)、ピンの軸受けに作用する支圧応力(R)は、トラニオンピンを図 5.3.4-11 に示す通り単純梁と仮定する。

$$M = \frac{V \times L}{4}$$

$$S = V$$

$$R = \frac{V}{2}$$

ここに、 M :曲げモーメント(N・m)、 S :せん断力(N)、 R :軸受け作用荷重(N)、
 L :ピン支間長(mm)

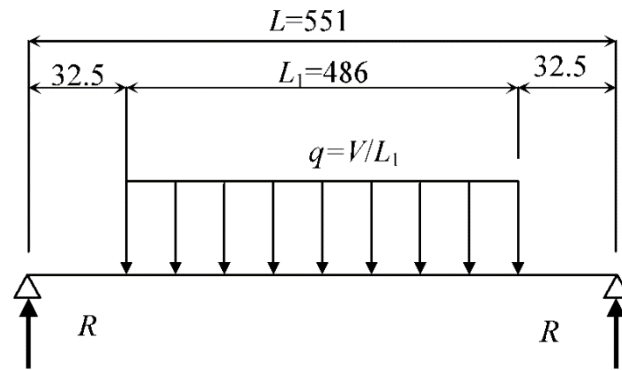


図 5. 3. 4-11 トラニオンピンの断面力算定条件例

また、トラニオンピンの曲げ応力、せん断応力及びピン軸受けの支圧応力は次式を用いて算定する。

$$\sigma_{trb} = \frac{M}{Z}$$

$$\tau_{tr} = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A_{tr}}$$

$$\sigma_{trp} = \frac{R}{B \times D}$$

ここに、 σ_{trb} ：トラニオンピン曲げ応力度 (N/mm²)、 Z ：断面係数 (mm³)

τ_{tr} ：せん断応力度 (N/mm²)、 σ_{trp} ：支圧応力度 (N/mm²)、 A_{tr} ：断面積 (mm²)

② アンカレッジ

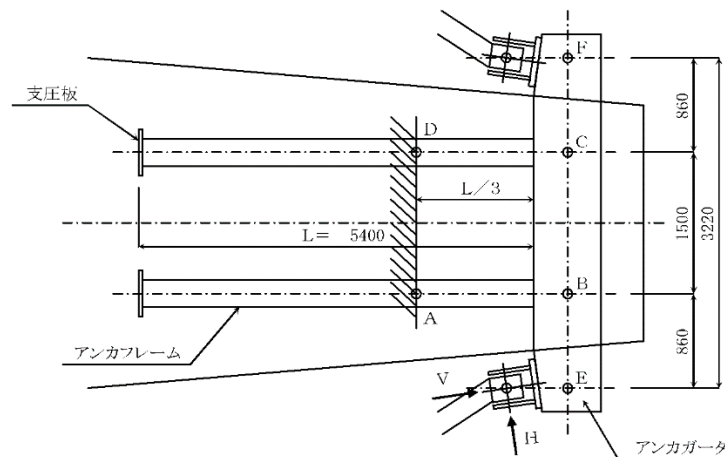


図 5. 3. 4-12 アンカレッジの例

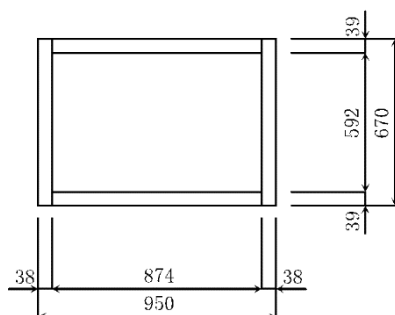


図 5. 3. 4-13 アンカガードの断面形状例

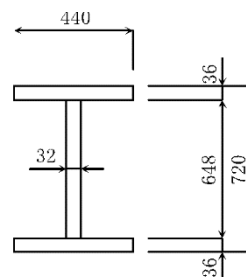


図 5. 3. 4-14 アンカフレームの断面形状例

i. アンカガーダ

アンカガーダに発生する応力が、許容値以下であることを照査する。

アンカガーダの断面力は、張出を有する単純梁と仮定して算定する。算定条件を図 5.3.4-15 に、算定式を次式に示す。なお、荷重は片側に偏載荷を受ける場合を想定する。

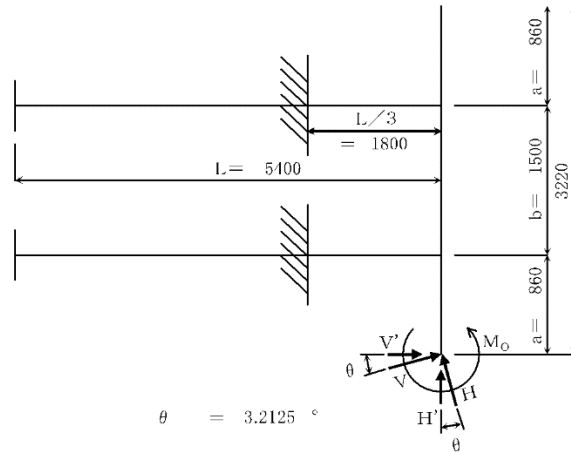


図 5.3.4-15 アンカガーダの断面力算定条件例

$$M = V'a + M_0$$

$$S = V'$$

$$N = H'$$

ここに、 M :曲げモーメント(N・m)、 S :せん断力(N)、 N :軸力(N)

$$V': \text{ラジアル方向最大反力 (脚柱の設置角度で補正)}$$
 H' :スラスト方向最大反力(脚柱の設置角度で補正)

また、アンカガーダの曲げ応力、せん断応力は次式を用い、図 5.3.4-13 の断面形状に対して算定する。

$$\begin{aligned}\sigma_{gt} &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ \sigma_{gc} &= \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \\ \tau_g &= \frac{S}{A_{qweb}}\end{aligned}$$

ここに、 σ_{gt} : 引張応力 (N/mm²)、 σ_{gc} : 圧縮応力 (N/mm²)

$$\tau_g$$
 : せん断応力 (111 N/mm²)、 A_{gweb} : ウェブ断面積 (mm²)

ii. アンカフレーム

アンカフレームに作用する曲げ応力及びせん断力はアンカガーダを片持ち梁と仮定して算定する。アンカフレームはラジアルアームからの荷重をコンクリートの付着力で支持し、かつ、アンカフレーム先端の支圧板にても支持するものとする。

(a) アンカフレームの軸方向力

アンカフレームに発生する軸方向応力が、許容値以下であることを照査する。

アンカフレームに作用する軸力は次式を用いて算定する。

$$N = V' + \frac{av'}{b} \quad \text{ここに、} N : \text{軸力 (N)}$$

アンカフレームの軸方向応力は次式を用い、図 5. 3. 4-14 の断面形状に対して算定する。

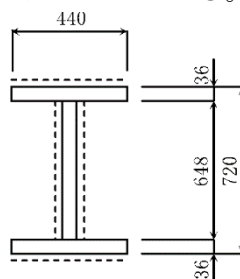
$$\sigma_{fc} = \frac{N}{A_f} \leq \sigma_{ck}$$

ここに、 σ_{fc} ：圧縮応力(N/mm²)、 σ_{ck} ：圧縮強度(N/mm²)、
 A_f ：アンカフレームの断面積(mm²)

(b) アンカフレームの付着応力

アンカフレームに発生する付着応力が、許容値（コンクリートの付着強度）以下であることを照査する。

アンカフレームの付着面積を図 5. 3. 4-16 及び次式により算定する。なお、ここでアンカフレームは下流側の全長の約 1/3 は絶縁材を巻きコンクリートと絶縁しているため、コンクリート付着の有効長は $2/3L$ としている。



※---箇所の付着面積を考慮する

図5. 3. 4-16 アンカフレームの付着面積（算定例）

$$A_{fB} = 2 \cdot (440 + 652) \times \frac{2L}{3}$$

ここに、 A_{fB} ：アンカフレーム付着面積(mm²)、 L ：埋込長さ(mm)

アンカフレームの付着応力は次式を用いて算定する。

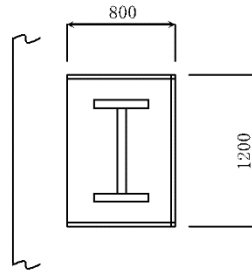
$$\sigma_{ES} = \frac{N}{A_{fB}}$$

ここに、 σ_{ES} ：付着応力 (N/mm²)、 N ：軸力 (N)

(c) アンカフレーム周辺コンクリートのせん断応力

アンカフレーム周辺のコンクリートに発生するせん断応力が、許容値以下であることを照査する。

コンクリートのせん断は、図 5. 3. 4-17 に示す通りピアの 1 辺は抵抗せず、3 辺で支持されていると考え、コンクリートのせん断抵抗面積を次式により算定する。



※=箇所の面積を考慮する

図 5.3.4-17 コンクリートのせん断抵抗面積（算定例）

$$A_c = (2 \times 800 + 1200) \times L$$

ここに、 A_c :せん断抵抗面積(mm²)、 L :埋込長さ(mm)

コンクリートのせん断応力は次式を用いて算定する。

$$\tau_c = \frac{N}{A_c}$$

ここに、 τ_c :せん断応力(N/mm²)、 N :軸力(N)

(d) コンクリートに作用する支圧応力

支圧板により発生する支圧応力が許容値（コンクリートの支圧強度）以下であることを照査する。

コンクリートに作用する支圧応力は、図 5.3.4-18 及び次式を用いて算定する。

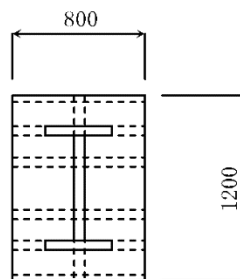


図 5.3.4-18 コンクリートの支圧抵抗面積（算定例）

$$\sigma_{Eb} = \frac{N}{800 \times 1200}$$

ここに、 σ_{Eb} :支圧応力(N/mm²)、 N :軸力(N)

(3) ピア

1) 圧縮、曲げ及びせん断破壊

解析結果から、圧縮、曲げ及びせん断破壊の有無を照査する。

照査にあたっては、①計算結果と材料の許容応力値及び許容ひずみ値を直接比較する方法、②平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価する方法があり、用いた解析モデル及び解析手法、対象とする照査基準に応じ適切な方法を選択し照査を行う。

2) 残留変位

地震後のピアの残留変位及び残留変形角が許容値以下であること確認することで、「損傷の修復を容易に行える状態」及び「ゲートが設計満水位以上まで開閉可能な状態」であることを照査する。また、ピアのダム軸方向の最大応答変位によりゲートが損傷しない（「ピアの変形によりゲートが崩壊（損傷）しない状態」）ことを、ピアの最大応答変位がゲートの可動範囲（ゲートとピアのクリアランス）以下になることを確認し照査する。

また、ピアのダム軸方向の最大応答変位が、天端橋梁桁かかり長の $1/2$ 以下となること等を確認し、天端橋梁が脱落しないことを確認し、「天端橋梁、操作架台の脱落によりゲートが崩壊しない状態」を照査する。

(4) 機械・電気設備

機械・電気設備については、開閉装置本体は剛な構造であり十分な耐震性能を有していること、操作盤本体も十分な耐震性能を有しているものが用いられていると考えられることから、耐震性能照査は設備を支持している支承部について実施することとする。このため、レベル2地震動による支承部の破壊、損傷により、装置が移動又は転倒することに対する安全性を照査する。なお、移動又は転倒に対する安全性は、基礎コンクリートへの据付・固定に用いられているアンカボルトのせん断及び引き抜きに対する安全性を確認することにより照査する。

堤体天端上の操作架台に設置された設備については、堤体又は門柱部（ピア）の動的解析により得られる設置標高での水平及び鉛直最大応答加速度（上下流方向： a_{TH1} 、ダム軸方向： a_{TH2} 、鉛直方向： a_{TV} ）から、静的な地震荷重（上下流方向： $a_{TH1} \cdot W$ 、ダム軸方向： $a_{TH2} \cdot W$ 、鉛直方向： $a_{TV} \cdot W$ 、ここで W ：装置重量）を算定し、照査に用いる。なお、これらの数値は3次元応答解析により求まるものであるが、2次元応答解析の結果に対し既往の強震記録等からの推定により設定することも考えられる。基礎岩盤上の施設に設置された設備については、ダム基礎岩盤で定義されるレベル2地震動の加速度時刻歴波形の最大値を用いることで設定することができる。

1) せん断に対する照査

地震力によりアンカボルト 1 本に作用する水平せん断応力度 S_H を算定し、これとアンカボルトのせん断強さ V_y 及びせん断降伏応力度 f_{Vy} との比較により照査する。

2) 引抜きに対する照査

水平及び鉛直地震力により生じるアンカボルトを引き抜こうとする引張力（引抜き力）に対し、アンカボルトに作用する引抜き力 T とアンカボルトの引抜き耐力（又は、引抜き応力 T' と基礎コンクリートの付着強度 f_{boc} ）の比較により照査する。

アンカボルトの引抜きに対する照査の概要を図 5.3.4-19 に示す。

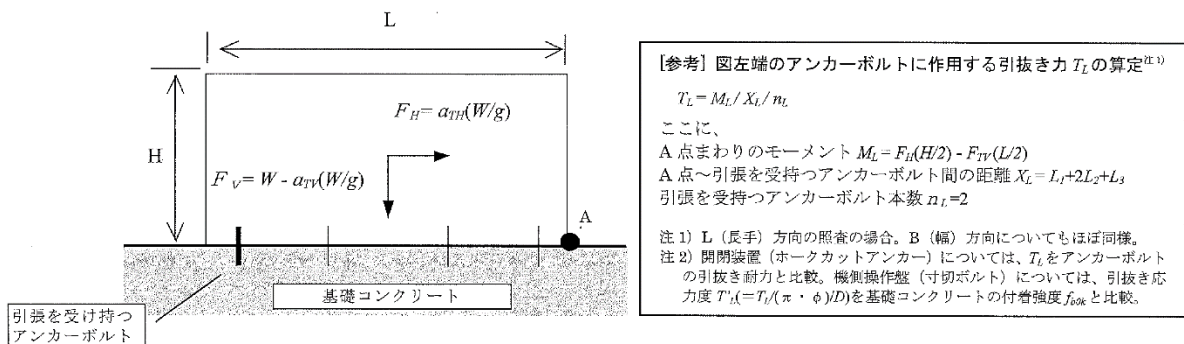


図 5.3.4-19 アンカボルトの引抜きに対する照査の概要 2) P. 185