

農業用ダム付帯設備耐震性能照査マニュアル

令和 4 年 2 月

農林水産省農村振興局整備部設計課

留意事項

本マニュアルは、国営造成農業用ダムの付帯設備に関する耐震性能照査手順を確認することを目的とした資料として作成したものである。

各設備の耐震性能照査の実施に当たっては、本資料と併せ、『国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル』及び文献等を参照するとともに、現在までに耐震性能照査を実施した農業用ダムや他機関で実施された解析事例、専門家の意見等を参考に、総合的な検討を行うことが望ましい。

ま え が き

平成 23 年 3 月に発生した東日本大震災から 10 年が経過し、被災地の復旧復興が進んでいる一方、平成 28 年 4 月の熊本地震、平成 31 年 9 月の北海道胆振東部地震など、その後も日本各地で大規模地震が発生し、ダムを含む農業用施設にも大きな被害が生じました。今後、南海トラフ地震や首都直下型地震など巨大地震の発生が危惧される中、社会資本の防災・減災、国土強靱化の取組の重要性が一層増しています。新たな土地改良長期計画（令和 3 年 3 月 23 日閣議決定）では、政策目標として「頻発化・激甚化する災害に対応した排水施設整備・ため池対策や流域治水の取組等による農業・農村の強靱化」を掲げており、農業用ダムを含む農業水利施設の耐震対策、既存ダムの洪水調節機能強化、流域治水の推進を行うこととしております。

このような背景を踏まえ、我が国の農業生産基盤を支える農業用ダムについて、重要な社会インフラとして、その機能を適切に保安全管理していく必要があります。このため、農林水産省では、平成 24 年に国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアルを策定し、ダム堤体のレベル 2 地震動（現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動）に対する耐震性能照査を含めた農業用ダムの総合的な安全性評価を進めているところです。

一方、ダムには河川の流水又は貯留水を放流あるいは取水するため、付帯設備として取水設備、洪水吐等の放流設備及びこれらに関連する設備が設置されていますが、これら付帯設備に関する耐震性能照査手法については、これまで体系的に整理されていませんでした。これら農業用ダムの付帯設備の中には、ダム堤体と同様に、それが損傷した場合に貯留機能又は放流機能に影響を与えるものがあり、ダム全体として所要の耐震性能を確保するためには、これら付帯設備についても一定の耐震性能が満足される必要があります。

このため、令和 2 年度から農業用ダム付帯設備耐震性能照査マニュアル検討会を設置し、農業用ダム付帯設備耐震照査マニュアルとして、ダム付帯設備を対象としたレベル 2 地震動に対する耐震性能照査を実施するための手順を取りまとめました。本マニュアルでは、付帯設備に求められる耐震性能を定義するとともに、想定される地震時の損傷形態の把握、照査対象構造物と要求性能の設定から耐震性能照査の手順までを体系的に整理しました。

この場を借りまして、本マニュアルの策定にご協力頂いた検討会委員及び関係者の全ての方々に対して深く感謝の意を表します。

検討会に参画された学識経験者のメンバーは次のとおりです。

【農業用ダム付帯設備耐震性能照査マニュアル検討会】

委員長 青山 咸康

委 員 田中 忠次、向後 雄二、中嶋 勇、田頭 秀和、林田 洋一

また、本マニュアルの記載事項は、現時点で得られている知見を基にとりまとめたものであり、今後、多くの照査実績データに基づいた持続的な研究・開発の成果を得ながら、段階的に整備、充実を図っていくべきものと考えています。

結びに、農業用ダム堤体の安全性評価と併せ、本マニュアルの活用により、農業用ダム付帯設備の適切な耐震性能照査が実施されることを切に期待するものです。

令和 4 年 2 月

《目 次》

第 1 章	目的	1
第 2 章	基本方針	2
2.1	耐震性能	2
2.2	対象設備	2
第 3 章	ダム付帯設備において想定される地震時の損傷形態	4
3.1	取水設備及び洪水吐以外の放流設備	4
3.1.1	制御できない貯水の流出につながる損傷.....	6
3.1.2	地震後に貯水位を制御できなくなる損傷.....	6
3.2	洪水吐ゲート	8
3.2.1	制御できない貯水の流出につながる損傷.....	9
3.2.2	地震後に貯水位を制御できなくなる損傷.....	9
3.3	洪水吐水路	10
3.4	管理棟・操作室及び操作管理設備	12
第 4 章	照査対象構造物と要求性能	13
4.1	レベル 2 地震動に対する照査対象構造物	13
4.1.1	取水設備及び洪水吐以外の放流設備.....	13
4.1.2	洪水吐ゲート	17
4.1.3	洪水吐水路	18
4.1.4	管理棟・操作室及び操作管理設備.....	18
4.2	レベル 2 地震動に対する要求性能	19
4.2.1	取水設備及び洪水吐以外の放流設備	19
4.2.1.1	対象構造物	19
4.2.1.2	要求性能	20
4.2.2	洪水吐ゲート	22
4.2.2.1	対象構造物	22
4.2.2.2	要求性能	23
4.2.3	洪水吐水路	25
4.2.4	管理棟・操作室及び操作管理設備.....	27

第5章 レベル2地震動に対する耐震性能照査の手順	30
5.1 数値解析手法	30
5.2 独立塔型取水設備	32
5.2.1 レベル2地震動に対する照査基準	32
5.2.1.1 取水塔	34
5.2.1.2 ゲート・開閉装置・連絡橋梁	34
5.2.2 考慮すべき荷重とそのモデル化	35
5.2.2.1 自重	35
5.2.2.2 地震による慣性力	35
5.2.2.3 静水圧・揚圧力	36
5.2.2.4 塔内動水圧・塔外動水圧	37
5.2.3 解析モデル	39
5.2.3.1 モデル化	39
5.2.3.2 材料物性及び構成モデル	45
5.2.3.3 境界条件	56
5.2.4 耐震性能照査	57
5.2.4.1 概要	57
5.2.4.2 許容耐力及び許容変位	58
(1)鋼材	58
(2)鉄筋コンクリート	62
5.2.4.3 照査方法	66
(1)鋼製取水塔	66
(2)鉄筋コンクリート製取水塔	69
5.2.4.4 耐震性能照査にあたっての留意点	71
5.3 洪水吐ゲート	72
5.3.1 レベル2地震動に対する照査基準	72
5.3.1.1 扉体	74
5.3.1.2 戸当り及び固定部	75
5.3.1.3 門柱部、天端橋梁及び操作室	75
5.3.2 考慮すべき荷重とそのモデル化	77
5.3.2.1 自重	77
5.3.2.2 静水圧	77
5.3.2.3 地震時加速度（慣性力）	78
5.3.2.4 地震時動水圧（貯水による動水圧）	83
5.3.3 解析モデル	89

5.3.3.1	有限要素モデル	89
5.3.3.2	材料物性及び構成モデル	93
5.3.3.3	境界条件	102
5.3.4	耐震性能照査	104
5.3.4.1	概要	105
(1)	ゲート扉体の照査	105
(2)	ゲート固定部及び戸当りの照査	105
(3)	門柱部（ピア）、天端橋梁及び操作室の照査	105
5.3.4.2	許容耐力及び許容変位	106
(1)	鋼材	106
(2)	鉄筋コンクリート	110
(3)	ゲート固定部及び機械・電気設備固定部	115
5.3.4.3	照査方法	118
(1)	ゲート扉体	118
(2)	ゲート固定部	120
(3)	ピア	128
(4)	機械・電気設備	129
第6章	参考資料	130
6.1	耐震性能照査事例	130
6.1.1	独立塔型取水設備の耐震性能照査事例	131
6.1.2	洪水吐ゲートの耐震性能照査事例	183
6.1.3	他工種等の耐震性能照査事例	193
6.2	[資料]既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針	219
	引用文献	222
	用語解説	223

【注意事項】

- 1) 本文中の文献引用箇所については、巻末の「引用文献」に示す文献番号と該当ページを付記した。
- 2) 本マニュアルで示している材料の物性値は他機関等の検討事例より引用している場合があるため、個別ダムの照査に当たっては、設計図書や関連する基準・指針類を参照し適切に設定すること。

第1章 目的

耐震性能照査とは、対象となる構造物が地震動に対して要求される耐震性能を満足することを確認するものである。耐震性能照査にあたり対象とする地震動には、レベル1地震動とレベル2地震動がある。レベル1地震動は「供用期間内に1～2度発生する確率をもつ地震動強さ」、レベル2地震動は「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動」と表現される。

また、一般的に耐震性能を規定するための構造物の具体的な状態は、①無被害（耐震性能Ⅰ）、②構造物としての機能を維持しているが補修が必要な状態（耐震性能Ⅱ）、③崩壊又は完全な破壊ではないが構造物の機能が喪失している状態（耐震性能Ⅲ）、④崩壊又は完全な破壊に分類される。⁶⁾

ダムは社会的な重要度が高い構造物であることから、レベル2地震動に対しても耐震性能Ⅱが満足されることを確認する必要がある。このため、農林水産省では、農業用ダム提体を対象とした耐震性能照査を実施することを目的として、その手順を示す国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアルを策定している。

一方、ダムには、河川の流水又は貯留水を放流あるいは取水するため、付帯設備として取水設備、洪水吐等の放流設備及びこれらに関連する設備が設置されているが、農業用ダムに係るこれら付帯設備に関する耐震性能照査手法について体系的に整理されたものが示されていない。

これらの設備の中には、ダム堤体と同様に、それが損傷した場合に貯留機能又は放流機能に影響を与えるものがあり、ダム全体として所要の耐震性能を確保するためには、これら付帯設備についても一定の耐震性能が満足される必要がある。このため、農業用ダム付帯設備の耐震性能照査を実施するためのマニュアルを示すものである。

なお、本マニュアルは現時点における知見に基づき策定したものであり、新たな知見が得られた場合にその採用を妨げるものではない。また、現在までに耐震性能照査を実施した農業用ダムや他機関で実施された解析事例、専門家の意見等を参考に総合的な検討を行うことが望ましい。

第2章 基本方針

2.1 耐震性能

農業用ダム付帯設備においては、レベル1地震動に対してはダム堤体の耐震性能目標である耐震性能Ⅰ「地震によってダムに構造的な損傷が生じないこと」、レベル2地震動に対しては耐震性能Ⅱ「ダムの貯水機能、放流機能が維持されること」を満たす耐震性能を設定する必要がある。

このため、ダム付帯設備の耐震性能についてレベル1地震動に対しては、「構造的な損傷が生じないこと」とし、レベル2地震動に対しては以下のとおりとする。

- 耐震性能① 当該設備の損傷による制御できない貯水の流出が生じるおそれがないこと
耐震性能② ダム堤体が損傷した場合、ダムの安全を確保するために緊急の水位低下が可能であり、また、低下させた水位の制御が可能であること

表 2.1-1 ダム付帯設備における耐震性能

区分	耐震性能目標
耐震性能Ⅰ	地震によってダム堤体及び付帯設備に構造的な損傷が生じないこと
耐震性能Ⅱ	地震によりダムに構造的な損傷が生じた場合でも構造的な損傷が修復可能であり、ダムの貯水機能、放流機能が維持されること ダム付帯設備に関しては以下の性能を有すること - 当該設備の損傷による制御できない貯水の流出が生じるおそれがないこと - ダム堤体が損傷した場合、ダムの安全を確保するために緊急の水位低下が可能であり、また、低下させた水位の制御が可能であること
耐震性能Ⅲ	構造的に重大な損傷が生じ、貯水機能にも軽微な損傷が生じるが、短時間に決壊するようなことがなく、貯水機能が保持されること
限界状態※	構造的に非常に大きな損傷を受け、貯水機能が損なわれた場合でも、二次災害の安全性は十分に保持されること

※ ここでいう「限界状態」はダム付帯設備の耐震性能における総体的な区分を意味しており、第5章で示す、レベル2地震動に対する動的解析における要求性能(限界状態)とは異なる。

2.2 対象設備

農業用ダム付帯設備の耐震性能照査は、原則として、設備が損傷した場合にダムの貯水機能、放流機能が維持されないおそれがある設備を対象とする。対象設備については、原則、当該ダムが保有・管理する全施設を対象に、大規模地震時に損傷が生じることで耐震性能①及び②を満足することができなくなる設備を選定（スクリーニング）する。

レベル2地震動に対する耐震性能照査対象となる主な付帯設備を以下のとおりとした。

- ・取水設備及び洪水吐以外の放流設備（鋼製又は鉄筋コンクリート製）
- ・洪水吐ゲート（鋼製）

- ・洪水吐水路（鉄筋コンクリート又は無筋コンクリート製）
- ・管理棟・操作室（建築構造物）
- ・操作管理設備（電気設備、通信設備、警報設備等）

ここで、洪水吐以外の放流設備とは、サーチャージ水位以下の洪水調整容量を調整する洪水調整用放流設備、正常機能維持用放流設備、貯水池水位低下用放流設備、ダム管理用放流設備を指す。

操作管理設備とは、堤体計測設備、水文・気象観測設備、警報設備、ダム管理用制御処理設備、監視設備、通信設備、電気設備、ダム・貯水池付属設備、管理所、管理用車両及び船舶、一般工法設備、融雪設備等により構成されるが、ここでは、主として電気設備、通信設備、警報設備を対象とする。

これらのうち、「取水設備（独立塔型）」及び「洪水吐ゲート（クレストゲート）」については、レベル2地震動に対する動的解析による耐震性能照査を行うことから、本マニュアルで耐震性能照査手法について解説を行う。管理棟・操作室、操作管理設備については、地震時の損傷によってただちにダムの貯水機能の喪失に至るおそれは小さいものの、ダム操作・管理への支障や、第三者・管理人等の安全性の低下が生じる可能性があることから、上記施設の動的解析結果を用い、設備の機能・構造特性に応じた静的解析による耐震性能照査方法について解説を行う。

なお、洪水吐水路については、静的解析によるレベル2地震動に対する耐震性能照査を行うこととしたことから、本マニュアルでは耐震性能照査手法の区分、照査手法の概要のみを示し、耐震性能照査手法に関する詳細な解説は土地改良事業設計指針「耐震設計」を参照することとした。

第3章 ダム付帯設備において想定される地震時の損傷形態

3.1 取水設備及び洪水吐以外の放流設備

ダム付帯設備の耐震性能照査では、各設備の構造・機能及び想定される損傷形態を踏まえ、照査手法を設定する必要がある。

また、取水設備及び洪水吐以外の放流設備を構成する各設備には、その設備が損傷しても、耐震性能①及び②に該当しない場合があることから、レベル2地震動に対する耐震性能照査の対象とするかを判断するための対象設備の選定（スクリーニング）を実施する必要がある。

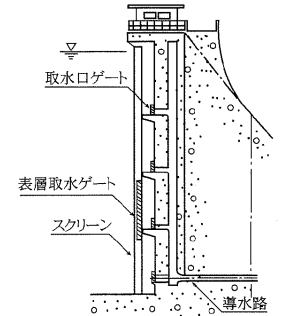
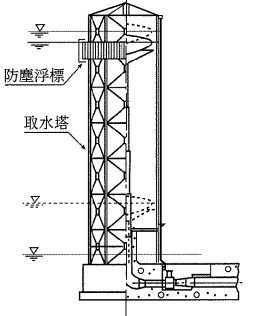
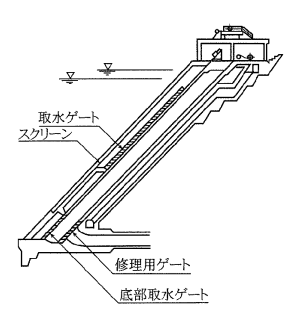
表 3.1-1 に示すように、耐震性能①「当該設備の損傷による制御できない貯水の流出が生じるおそれがないこと」に関しては、「ダム堤体からの流出」、「取水設備及び洪水吐以外の放流設備からの流出」について検討する。堤体設置型、地山設置型では「ダム堤体からの流出」につながる損傷は考えにくいことから、構造体としての照査は実施せず、「取水設備及び洪水吐以外の放流設備からの流出」を想定し各種ゲートの損傷を照査することとなる。

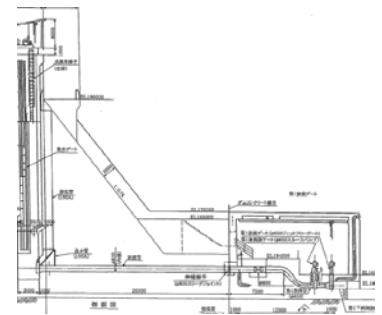
また、独立塔型の場合、塔体の倒壊によりダム堤体を損傷させるおそれがある場合には塔体自体の照査も必要となる。

次に、耐震性能②「ダム堤体が損傷した場合、ダムの安全を確保するために緊急の水位低下が可能であり、また、低下させた水位の制御が可能であること」に関しては、緊急時の貯水位低下用放流設備、水位上昇規制に関わるゲート及び開閉装置を選定し照査を行う。独立取水塔型の場合、塔体の倒壊により取水・放流機能が喪失されることも想定されることから、塔体の照査も行い、地山設置型では地山の不安定化につながる懸念が無いかを確認することが求められる。

このように、耐震性能①、②に関係する設備を適切に選択し、照査を行うことが重要である。

表 3.1-1 耐震性能照査の対象となる主な取水設備及び洪水吐以外の放流設備の損傷形態

		取水設備		
		堤体設置型 (重力ダムで一般的)	独立塔型 (フィルダムで事例多い)	地山設置型 (フィルダムで事例多い)
				
想定される 損傷形態	①制御できない貯水の流出が生じるおそれがあるもの	(1) ダム堤体からの流出 ・特になし（堤体と剛結しており取水塔の不安定化によるダム本体への影響の可能性は小さい） (2) 取水設備からの流出 ・各種ゲートの損傷	(1) ダム堤体からの流出 ・堤体に近接している場合、塔体が倒壊したり、取水口基礎が転倒・滑動するとダム堤体への影響が生じる恐れがある (2) 取水設備からの流出 ・各種ゲートの損傷	(1) ダム堤体からの流出 ・特になし（堅固な岩盤に設置されている場合はダム堤体への影響が生じる可能性は小さい。） (2) 取水設備からの流出 ・各種ゲートの損傷
	②ダム堤体損傷時に、緊急の水位を低下、水位上昇規制ができなくなるおそれがあるもの	・地震動によるゲートの損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合） ・開閉装置の損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合）	・塔体の倒壊・変形による取水・放流機能の喪失 ・地震動によるゲートの損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合） ・開閉装置の損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合）	・地震動によるゲートの損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合） ・開閉装置の損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合） ・背面地山不安定化による操作室、基礎コンクリート損傷
耐震照査の必要性		該当するゲート・開閉装置	塔体及び 該当するゲート・開閉装置	該当するゲート・開閉装置

		放流設備
		(導水管、放流ゲート)
		
想定される 損傷形態	①制御できない貯水の流出が生じるおそれがあるもの	(1) ダム堤体からの流出 ・特になし（堤体内及び堅固な岩盤に設置されている場合は影響が生じる可能性は小さい。） (2) 洪水吐以外の放流設備からの流出 ・各種ゲートの損傷 ・導水管を固定するアンカ部の破損
	②ダム堤体損傷時に、緊急の水位を低下、水位上昇規制ができなくなるおそれがあるもの	・地震動によるゲートの損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合） ・開閉装置の損傷（緊急水位低下、水位上昇規制に関係する場合）
耐震照査の必要性		該当するゲート・開閉装置及び 導水管固定アンカ部

3.1.1 制御できない貯水の流出につながる損傷

(1) ダム堤体からの流出

ダム堤体からの流出につながる損傷形態として、独立塔型については、「取水塔の塔体の倒壊（堤体に隣接する場合）及び取水口基礎の転倒・滑動」が想定される。堤体設置型については堤体の損傷がないこと、地山設置型については堅固な基礎岩盤上に設置されていることを前提条件とし、このような損傷につながることはないと考えられる。なお、これらの前提条件が満たされない場合は、個別の条件に応じた検討を行う必要がある。

(2) 取水設備及び洪水吐以外の放流設備からの流出

放流設備からの流出につながる損傷形態として、「放流管内ゲート支持コンクリートの破壊」、「放流管内ゲート戸当り部の座屈」、「放流管内ゲート主要架構部、支承部、受圧部の座屈」が想定される。

取水ゲート、管内ゲート、放流ゲートの損傷により貯水の流出が生じることが想定されるが、いずれかのゲートが機能すれば貯水の流出は制御できるものと考えられる。また、設備の修復性を考慮すると、取水ゲートが最も修復困難と考えられることから、取水ゲートの照査を実施し、性能を満足する場合には、他のゲートの照査を省略することも考えられる。

なお、堤体内及び岩盤トンネル内に設置される導水路自体は、堤体本体の損傷がないこと、堅固な基礎岩盤内に設置されていることを前提条件とし、このような損傷につながることはないとした。これらの前提条件が満たされない場合は、個別の条件に応じた検討を行う必要がある。

3.1.2 地震後に貯水位を制御できなくなる損傷（緊急放流及び水位上昇抑制機能の喪失）

地震後に貯水位を制御できなくなる損傷としては、次のものが考えられることから、緊急時の貯水位低下（以下、「緊急放流」という。）及びその後の水位上昇抑制機能に関する設備について、対象設備を選定（スクリーニング）し、照査を行う。

なお、堤体内及び岩盤トンネル内に設置される導水路自体は、堤体本体の損傷がないこと、堅固な基礎岩盤内に設置されていることを前提条件とし、導水路自体が損傷し通水不能となることはないとした。しかしながら、地震時の慣性力により、導水管を固定するアンカボルト等が破断し、導水管が離脱するなど、管路の通水が阻害される場合が考えられることから、導水管固定部の損傷を照査することとした。これらの前提条件が満たされない場合は、個別の条件に応じた検討を行う必要がある。

(1) 緊急放流のための取水不能につながる損傷

- ① 取水塔の大変形又は倒壊、取水口本体の大変形
- ② 取水口基礎の滑動、転倒

(2) 緊急放流用ゲートの開閉障害につながる損傷

- ① 緊急放流用ゲート主要架構部、支承部、受圧部の変形
- ② 緊急放流用ゲート開閉装置の損傷（装置自体の損傷、装置支持部の損傷、機側操

作盤の損傷、電源設備の損傷、操作架台及び操作室の損傷)

(3) 管内ゲートの開閉障害につながる損傷

- ① 管内ゲート主要架構部、支承部、受圧部の変形
- ② 管内ゲート開閉装置の損傷（装置自体の損傷、装置支持部の損傷、機側操作盤の損傷、電源設備の損傷、操作架台及び操作室の損傷）

(4) 放流ゲートの開閉障害につながる損傷

- ① 放流ゲート主要架構部、支承部、受圧部の変形
- ② 放流ゲート開閉装置の損傷（装置自体の損傷、装置支持部の損傷、機側操作盤の損傷、電源設備の損傷、操作架台及び操作室の損傷）

(5) トンネル内導水路（露出管）の機能喪失につながる損傷

トンネル内に敷設した導水管（露出配管）の固定部の損傷による管路の通水阻害（設置架台の大変形、アンカ破断）

(6) 間接流域からの導水路（トンネル）の損傷

間接流域からの導水路（トンネル）出口部の損傷（坑口の崩落）により、貯水池への流入量が制御不能。

なお、本設備が損傷した場合でも、洪水吐や洪水吐以外の放流設備の機能が確保されていれば、耐震性能は確保されるものと判断してよい。

3.2 洪水吐ゲート

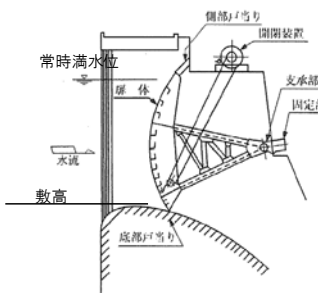
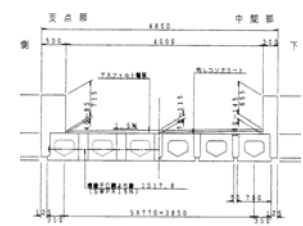
洪水吐の主ゲートは洪水時に利用されるため、一般にその放流能力は大きく、また、常時において閉じた状態にあり貯水位を保持している。このため、地震により重大な損傷が生じると、制御できない貯水の流出あるいは開閉不能になることにより貯水位を制御できなくなるおそれがある。

また、近年の水害の激甚化等を踏まえ、ダムの洪水調節機能の早期強化に向けて、関係行政機関の緊密な連携の下、総合的な検討を行うため、令和元年11月26日に「既存ダムの洪水調節機能強化に向けた検討会議」が設置され、令和元年12月12日に開催された第2回検討会議において「既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針」（第6章に添付）が決定された。基本方針では、洪水調節機能の強化の取組として、事前放流と時期ごとの貯水位運用を行うこととされており、このことを踏まえ、利水専用の農業用ダムにおいても、洪水吐ゲートについては原則として全て照査対象とする。

表3.2-1に、耐震性能照査の対象と想定される洪水吐ゲートの損傷形態を示す。なお、ここでは、基本的に考慮すべき損傷を示しており、実際の照査に当たっては、個別の構造物においてゲートの運用状況やリスクを考慮し、対象とする損傷形態を選定することが望ましい。また、洪水吐ゲートが損傷したとしても、緊急放流用ゲート等により貯水位を低下させることにより、制御できない貯水の流出を回避し、地震後の貯水位の制御が可能となる場合も想定される。

このことから、緊急放流用ゲートの耐震性能照査と併せ、その放流能力等についても確認を行うことが望ましい。

表 3.2-1 耐震性能照査の対象となる洪水吐ゲートの損傷形態

		洪水吐ゲート	天端橋梁
			
想定される 損傷形態	①制御できない貯水の流出が生じるおそれがあるもの	- 扉体架構部、支承の大変形 - 戸当り、固定部、門柱の重大な損傷（ゲートが脱落する恐れのあるもの）	橋桁落下による非常用洪水吐ゲート扉体の損傷
	②ダム堤体損傷時に、緊急の水位を低下、水位上昇規制ができなくなるおそれがあるもの	- 扉体、支承、戸当り、固定部、門柱の損傷（速やかな復旧が困難なもの） - 開閉装置及び操作架台の損傷	- 橋桁落下によるゲート開閉装置へのアクセス遮断 - 橋桁落下による電源ケーブルの断線
耐震照査の必要性		扉体、戸当り、支承部、固定部、門柱、開閉装置、操作架台	該当する天端橋梁

3.2.1 制御できない貯水の流出につながる損傷

洪水吐からの制御できない貯水の流出につながる損傷として、次のものが考えられる。

(1) ゲートの脱落につながる損傷

- ① ピアの大変形・倒壊
- ② ゲート戸当り・固定部の破壊

(2) 扉体主要部の大変形・破壊につながる損傷

- ① 主要架構部・トラニオンハブの座屈（ラジアルゲート）、主要架構部・主ローラの座屈（ローラゲート）
- ② 上部構造物（天端橋梁、操作架台等）の落下

3.2.2 地震後に貯水位を制御できなくなる損傷（緊急放流及び水位上昇抑制機能の喪失）

地震後に貯水位を制御できなくなる損傷として、ゲートの開閉障害につながる次のものが考えられる。

(1) 扉体主要部材の変形・損傷につながる損傷

主要架構部・トラニオンハブの変形（ラジアルゲート）、主要架構部・主ローラの変形（ローラゲート）

(2) 扉体支持部の変形・損傷

- ① 洪水吐ピアの変形
- ② 支持、固定部の変形・損傷

(3) ゲート開閉装置の損傷

装置自体の損傷、装置支持部の損傷、機側操作盤の損傷、電源設備の損傷、操作架台及び操作室の損傷

3.3 洪水吐水路

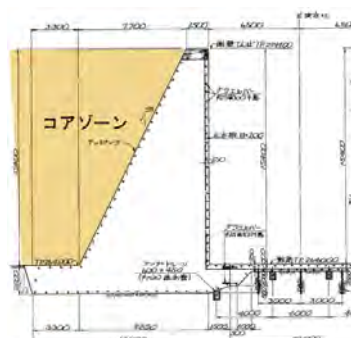
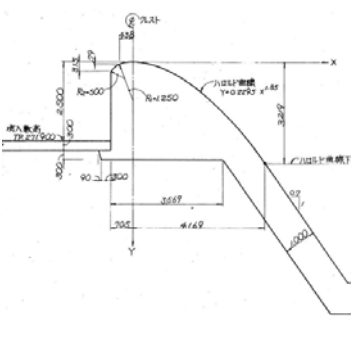
表 3.3-1 に耐震性能照査の対象となる洪水吐水路の損傷形態を示す。

洪水吐水路については、レベル 2 地震時に水路側壁の倒壊等により水路が閉塞し、通水不能となることが想定される。一方で、洪水吐水路が損傷したとしても、緊急放流用ゲート等により貯水位を低下させ、地震後の貯水位を適切に管理することも想定されるため、緊急放流用ゲートの耐震性能照査と併せ、その放流能力等についても確認を行うことが望ましい。

なお、特殊な形状の部位（洪水吐と堤体の接合部が円弧状を呈している場合や、越流堰が重力式以外の構造形式等、現行設計基準の手法によらない検討を行っている場合）については、レベル 2 耐震性能照査の必要性について個別に検討を行う。

また、地震時に地山の崩壊等により洪水吐水路が閉塞した事例もあることから、地山の安定性についても評価を行うことが望ましい。

表 3.3-1 耐震性能照査の対象となる洪水吐水路の損傷形態

		洪水吐水路	
		(フィルダム堤体との接合部)	(フィルダム越流堰)
想定される 損傷形態			
		・ コアゾーンと洪水吐コンクリートの接合部の開口による水みち形成	・ 洪水吐越流堰（擁壁部を含む）の滑動・転倒
		・ 特になし	・ 特になし
耐震照査の必要性		形状が特殊な場合のみ検討 （設計基準適用の場合は不要）	

【参考：大規模地震時における洪水吐周辺斜面の被災事例】

平成 30 年 9 月 6 日に発生した「北海道胆振東部地震(マグニチュード 6.7)」により、震源に近い厚真ダムでは、ダム堤体や付帯設備、周辺地山等で大きな被災を受けた。

特に、ダム左岸下流側の斜面の一部が崩壊して、洪水吐水路内の一部が損傷するとともに、崩落土砂が水路内に流入して埋没する状況が発生した。

このため、緊急対応として、自衛隊が通水障害を助長する倒木の切断・撤去を、アクセス道路の啓開後は重機により土砂撤去を行い、洪水吐の放流機能を確保した。



[堤体周辺部の被災状況]



[洪水吐越流部付近]



[洪水吐急流水路付近]

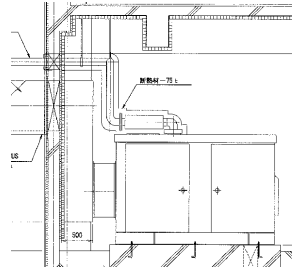
厚真ダム堤体・付帯施設等の被災状況写真

3.4 管理棟・操作室及び操作管理設備

表 3.4-1 に、耐震性能照査の対象となる管理棟・操作室及び操作管理設備の損傷形態を示す。管理棟・操作室については、管理棟の倒壊等による管理人等の安全性、作業性の喪失を防ぐ必要がある。操作管理設備については、電気設備や操作盤の損傷によりゲート等の操作機能が喪失することや、通信設備や警報設備の損傷により、放流に伴うダム下流河川における危害防止機能の喪失が想定される。なお、比較的施工年代が古いダムでは、電気ではなく油圧によるゲート操作を行っている場合もあることから、個別ダムごとに想定される損傷形態を検討する必要がある。

また、管理棟・操作室及び操作管理設備についても、周辺地山の崩壊等によって被災・損傷する可能性もあることから、設置環境や設備の重要度を勘案し、必要に応じて地山の法面・斜面の安定性評価の必要性を検討することが望ましい。

表 3.4-1 耐震性能照査の対象となる管理棟・操作室及び操作管理設備の損傷形態

		管理棟・操作室 (建築構造物)	操作管理設備 (電気設備、通信設備、警報設備等)
			
想定される 損傷形態	①制御できない貯水の流出が生じるおそれがあるもの	・ 特になし	・ 特になし
	②ダム堤体損傷時に、緊急の水位を低下、水位上昇規制ができなくなるおそれがあるもの	・ 管理人等の安全性の喪失 ・ 管理人等の作業性の喪失	・ ダム管理システム、電気盤の倒壊による操作機能の喪失 ・ 非常用発電設備等、電気設備の損傷によるゲート稼働電力供給の途絶 ・ 通信設備、警報設備の損傷によって生じる放流に伴うダム下流河川における危害防止機能の喪失
耐震照査の必要性		設備の構造・重要度に応じ判断	設備の構造・重要度に応じ判断

第4章 照査対象構造物と要求性能

4.1 レベル2地震動に対する照査対象構造物

4.1.1 取水設備及び洪水吐以外の放流設備

取水・放流設備の各型式・構成要素の耐震性能照査の対象となる地震動及び照査方法について、表4.1.1-1、表4.1.1-2に示す。

表4.1.1-1 取水設備の各型式・構成要素の耐震性能照査

型式	構成要素（構造※ ¹ ）	耐震性能照査	
		レベル1地震動	レベル2地震動
堤体設置型	土木構造(RC)	○	△※ ²
	ゲート設備(S)	○	◎
	開閉装置(固定部)	○	◎※ ⁴
独立塔型	取水塔(S/RC)	○	◎
	ゲート設備(S)	○	◎
	開閉装置(固定部)	○	◎※ ⁴
	連絡橋梁(S/RC)	○	◎※ ⁴
地山設置型	斜樋(RC)	○	△※ ³
	ゲート設備(S)	○	◎
	開閉装置(固定部)	○	◎※ ⁴
【備考】 ◎：動的解析、○：静的解析、△：特別な課題がなければ個別の照査は実施しない ※ ¹ 構成要素の構造型式、S：鋼構造、RC：鉄筋コンクリート構造 ※ ² 堤体の耐震性能照査結果から耐震性能を判断 ※ ³ 地山の安全性を確認することで耐震性能を判断 ※ ⁴ 動的解析の結果を活用し、静的に照査			

表4.1.1-2 洪水吐以外の放流設備の各構成要素の耐震性能照査手法

設備	構成要素（構造※ ¹ ）	耐震性能照査手法	
		レベル1地震動	レベル2地震動
洪水吐以外の放流設備	土木構造部(RC)	○	△※ ²
	ゲート・バルブ設備(S)	○	◎
	戸当り(S)	○	◎
	開閉装置(固定部)	○	◎※ ³
	トンネル内導水路(露出管)固定部	○※ ⁴	◎
【備考】 ◎：動的解析、○：静的解析、△：特別な課題がなければ個別の照査は実施しない ※ ¹ 構成要素の構造型式、S：鋼構造、RC：鉄筋コンクリート構造 ※ ² 堤体の耐震性能照査結果又は地山の安全性確認結果から耐震性能を判断 ※ ³ 動的解析の結果を活用し、静的に照査 ※ ⁴ 固定架台、設置アンカについて照査			

【参考】 代表的な取水設備及び洪水吐以外の放流設備

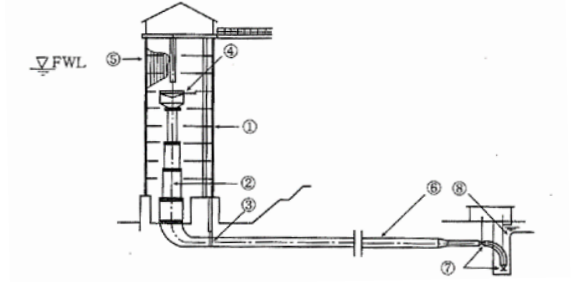
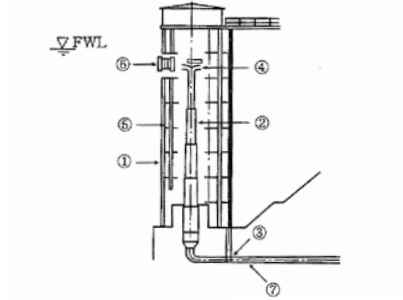
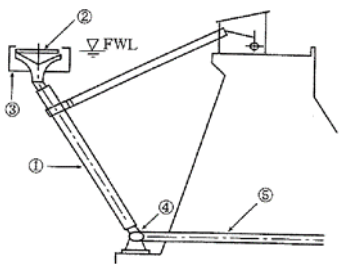
ダムにおける取水設備及び洪水吐以外の放流設備は、基本的に取水部、導水路及び調節部により構成される。

取水部は貯水池に面して取水を行う部分であり、その取水機能に応じて多くの型式がある。導水路は、取水を放流設備に導水する管路等である。調節部は取水量を調節するゲート及びその関連機器である。

代表的な取水設備及び洪水吐以外の放流設備の設備構成例を表 4. 1. 1-参 1、表 4. 1. 1-参 2 に示す。

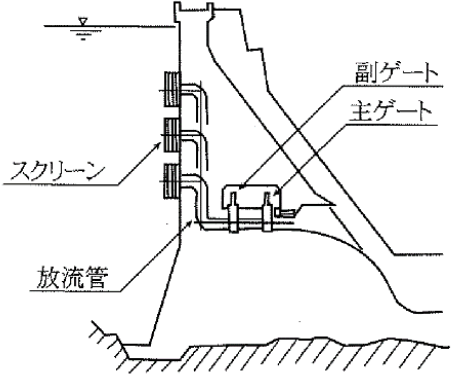
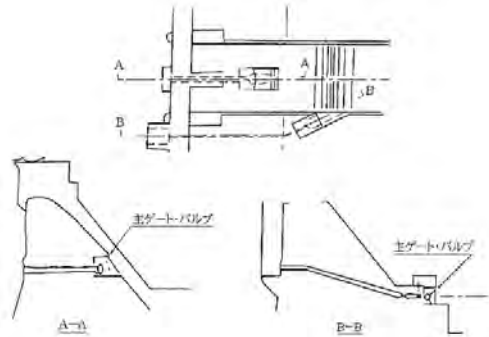
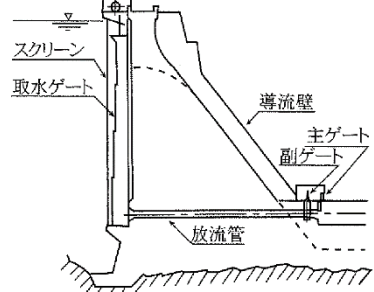
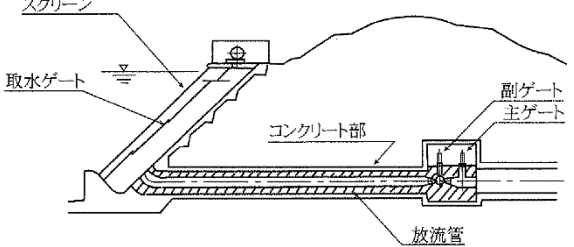
表 4. 1. 1-参 1 代表的な取水設備の構成例

型式		略図	構成要素
多孔式取水設備	斜樋方式※ 1		①斜樋管 ②取水口 ③取水ゲート ④スクリーン ⑤コンクリート管路 ⑥管路 ⑦放流ゲート及びバルブ ⑧減勢工
	取水塔方式		①取水塔 ②取水口 ③取水ゲート ④スクリーン ⑤管路 ⑥コンクリート管路 ⑦放流ゲート及びバルブ
複式取水設備※ 2			①取水塔 ②取水口 ③表層取水ゲート ④取水口ゲート ⑤スクリーン ⑥管路 ⑦放流ゲート及びバルブ
多段式取水設備	直線多段式※ 3		①取水塔 ②取水ゲート ③修理用ゲート ④保安ゲート ⑤スクリーン ⑥管路 ⑦放流ゲート及びバルブ ⑧減勢工
	半円多段式※ 3		①取水塔 ②取水ゲート ③修理用ゲート ④保安ゲート ⑤スクリーン ⑥整流板 ⑦管路 ⑧放流ゲート及びバルブ

型式	略図	構成要素
多段式取水設備		①取水塔 ②取水ゲート ③修理用ゲート ④整流板 ⑤スクリーン ⑥管路 ⑦放流ゲート及びバルブ ⑧減勢工
		①取水塔 ②取水ゲート ③修理用ゲート ④フロート ⑤スクリーン ⑥防塵浮標 ⑦管路
ヒンジパイプ式取水設備		①可動取水管 ②フロート ③スクリーン ④ヒンジ ⑤管路

※1:縦樋式の場合もある ※2:地山設置型では傾斜式となる ※3:傾斜式の場合もある

表 4. 1. 1-参 2 代表的な洪水吐以外の放流設備の構成例 4) P. 407~409

配置型式	概要図
(1) ダム堤体内 導水部及び調節部をコンクリートダムの堤体内に配置するもので、調節部の上流側は圧力管、下流側は空気が連行される無圧管とする。 開閉装置は堤内に作られた機械室に設けられるが、ゲート・バルブ本体はコンクリートに埋設される例が多い。又、堤内に機械室に通じる監査廊や給気管を設ける必要がある。 この配置はダム堤体内に有効な減勢工を設けることが難しいため、ダム背面に直接放流できる場合に採用される。	
(2) ダム背面 コンクリートダムの背面又はフィルダムの洪水吐斜面部に調節部を配置するものでゲート・バルブにより直接空中に放流する。 越流部に設ける場合は、洪水吐からの越流水による干渉に留意する必要がある。非越流部に設ける場合は適当な減勢工を設けることも可能である。	
(3) 導流壁内 静水池導流壁内に調節部を配置するもので静水池に放流する場合に多く採用される。 配置上の制約が少なく、各種の減勢工や分水槽の設置が可能なので、下流への導水にも適しているが標高が低くなるので導水上の制約が生じる場合がある。	
(4) トンネル内 仮排水トンネルなど地山内トンネルの中に導水管及び調節部を設置するもので、プラグコンクリートの直下流に調節部を設けてトンネル内に放流し、開水路の流れとして堤外に導水する。 トンネル内に減勢工を設置する場合もあるが、一般的には十分な空間の確保が困難であることから直接流下させる例が多い。 この例は導水管が短いので経済的であり、騒音防止の面でも有利であるが、ゲート・機側操作盤、電気機器類の防湿、吸排気に十分留意する必要がある、可能であればトンネル出口下流にゲート室を設けることが望ましい。	

配置型式	概要図
(5) トンネル出口 トンネル内配置のうち、調節部の位置をトンネル出口に移行した配置である。 導水管はトンネル出口まで延長する必要があるが、すべての減勢方式が可能であり、かつ保守管理上有利である等の理由から採用が多くなっている。	

4.1.2 洪水吐ゲート

洪水吐ゲートの各構成要素の耐震性能照査の対象となる地震動及び照査方法を表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 洪水吐ゲートの各構成要素の耐震性能照査

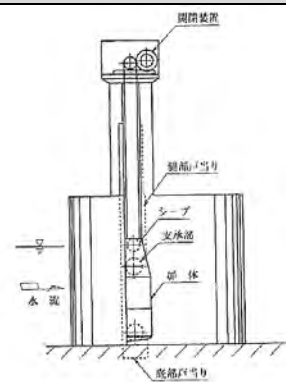
設備	構成要素（構造※1）	耐震性能照査	
		レベル1地震動	レベル2地震動
洪水吐ゲート	ゲート設備(S)	○	◎
	戸当り(S)	○	◎ ※2
	門柱(RC)	○	◎
	天端橋梁	○	◎ ※2
	開閉装置(固定部)	○	◎ ※2
【備考】 ◎：動的解析、○：静的解析 ※1 構成要素の構造型式、S：鋼構造、RC：鉄筋コンクリート構造 ※2 動的解析の結果を活用し、静的に照査			

【参考】 代表的な洪水吐ゲート

代表的な洪水吐ゲートを表 4.1.2-参 1 に示す。

表 4.1.2-参 1 代表的な洪水吐ゲートの構成例

配置型式	概要図
(1) ラジアルゲート ラジアルゲートは、扉高の中心部に回転中心（トラニオンピン）を持ち、スキンプレート面はこれを中心とした円筒の一部として成形し、主桁、脚柱及び各補助桁にて構成されたゲートである。扉体の開閉はトラニオンピンを中心とした回転運動で行う。	

配置型式	概要図
(2) ローラゲート ローラゲートは、扉体に取り付けたローラ（車輪）により全水圧を支持し開閉を行うゲートで、扉体がガーダ構造のものをいう。ローラへの扉体の取付けは、ローラ軸の両側を扉体の端縦桁に取付ける方式と、ローラ支承金物を介して扉体に取り付ける方式やローラ軸を片持式に扉体端縦桁に取り付ける方式等がある。水密方式は、設置位置により三方水密と四方水密があるが、基本的な構造に変わりはない。	

4.1.3 洪水吐水路

洪水吐水路の各構成要素の耐震性能照査の対象となる地震動及び照査方法を表 4.1.3-1 に示す。

表 4.1.3-1 洪水吐水路の各構成要素の耐震性能照査

設備	構成要素（構造 ※1）	耐震性能照査手法	
		レベル1地震動	レベル2地震動
洪水吐	水路部（RC）	○	○
	フィルダム コアゾーン接合部	○	△
	越流堰 （フィルダム）	○ （重力ダムと同等の安定性）	△
	グローリーホール式	独立塔型取水設備（取水塔）の照査方法に準じる （表 4.1.1-1 参照）	
周辺地山	法面、斜面 ※2	○	△
【備考】○：静的解析、△：特別な課題がなければ個別の照査は実施しない ※1 構成要素の構造型式、RC：鉄筋コンクリート構造 ※2 不安定化した場合に洪水吐の水理機能・安定性に影響を及ぼす可能性がある場合（当該法面、斜面の地質状況を踏まえて照査の要否を判断し、「土地改良事業設計基準 ダム・技術書（フィルダム編 第12章 貯水池及びその周辺の整備, 12.2 貯水池周辺地山の斜面安定対策）」等を参考に照査手法を検討）			

4.1.4 管理棟・操作室及び操作管理設備

管理棟・操作室及び操作管理設備の各構成要素の耐震性能照査の対象となる地震動及び照査方法を表 4.1.4-1 に示す。

表 4.1.4-1 管理棟・操作室及び操作管理設備の各構成要素の耐震性能照査

設備	構成要素	耐震性能照査手法	
		レベル1地震動	レベル2地震動
管理棟・操作室	建築構造物	○ ※1	
操作管理設備	電気設備、通信設備、警報設備等	○ ※2	◎ ※3
周辺地山	法面、斜面 ※4	○	△
【備考】◎：動的解析、○：静的解析、△：特別な課題がなければ個別の照査は実施しない ※1 建築法令・基準に基づく照査 ※2 電気設備関連法令・基準に基づく照査 ※3 動的解析の結果等を活用し、静的に照査 ※4 不安定化した場合にダムの耐震性能に影響を及ぼす可能性がある場合			

4.2 レベル2地震動に対する要求性能

4.2.1 取水設備及び洪水吐以外の放流設備

4.2.1.1 対象構造物

レベル2地震動に対する取水設備の照査対象は、次のものとする。

- (1) 独立塔型取水設備の塔本体及び基礎部
- (2) 取水ゲート、保安ゲート、底部取水ゲート、緊急放流ゲート
- (3) 上記ゲートの開閉装置及びそれらの支持部
- (4) 連絡橋梁

鋼製（鉄骨構造）及び鉄筋コンクリート製の独立塔型取水設備の模式図を図4.2.1-1に示す。

独立塔型取水設備のうち、耐震性能照査が必要な構造物は、ダムの安定性及び取水（放流）機能確保の観点から、取水塔基礎部、塔本体、ゲートとその開閉装置支持部及び連絡橋梁とする。

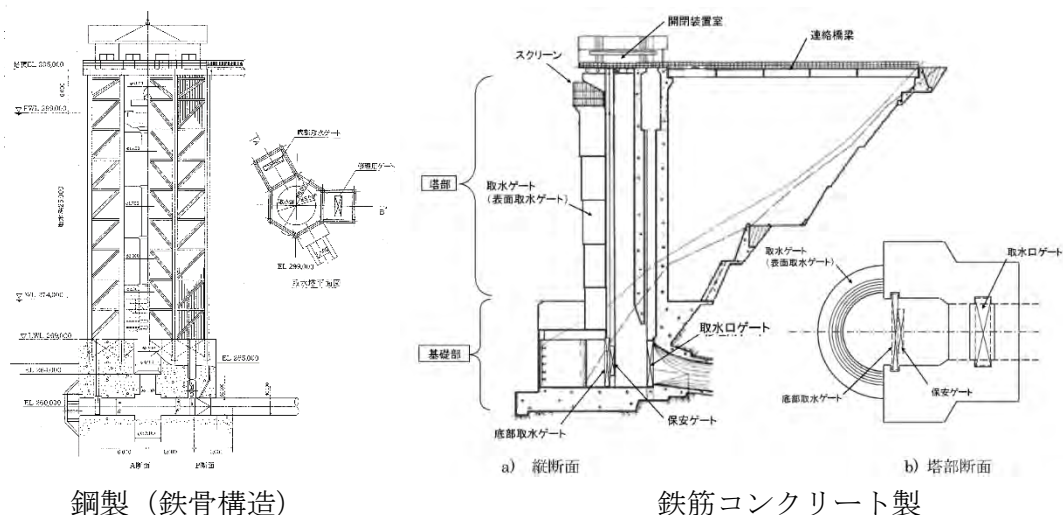


図4.2.1-1 独立塔型取水設備の模式図¹⁾

農業用ダムの取水設備は、貯水池やダムの地形・形状、農業用水としての取水量、取水範囲等の特徴に合わせてその型式や形状が選択されるため、種々の型式がある。

これらの取水設備が地震により損傷しても、ダム堤体や洪水吐が機能していれば貯水機能を損なうことはない。しかしながら、緊急放流設備が取水設備に併設されている場合は、取水設備に重大な損傷が生じると、緊急放流設備の機能が損なわれ、緊急時の水位低下に支障がでる可能性がある。また、ダム堤体付近に設置されている独立塔型取水設備の場合は、地震により倒壊等の大きな損傷を受けると、ダム堤体に被害を与えるおそれがある。

これらのことから、独立塔型取水設備を動的解析によるレベル2地震耐震性能照査の対象とする。独立塔型取水設備の動的解析による耐震性能照査手法については、「5.2 独立塔型取水設備」で解説する。なお、堤体設置型、地山設置型の取水設備については、基本

的にゲート設備及び開閉装置の耐震性を照査するものとし、堤体設置型の土木構造（RC）の耐震性は堤体の耐震性能照査結果を、地山設置型の斜樋設備については地山の安定性等を考慮してその耐震性を判断する。

放流ゲート（バルブ）については、ダム貯水機能及び被災時の水位低下機能を確保する観点から検討を行い、必要性が高い場合には、主としてゲートを対象に動的解析による照査を行う。なお、動的解析実施の有無にかかわらず、停電等の発生時における手動操作による開閉の可否や、ゲート操作箇所へのアクセスルートも含めた対応方法について確認しておく必要がある。

取水・放流設備のゲート及び開閉装置については、照査方法は洪水吐ゲートと類似する点が多いため、「5.3 洪水吐ゲート」で解説する。

4.2.1.2 要求性能

取水塔本体は、第2章で示す耐震性能①、②を満足すること、ゲート及び開閉装置についてはその機能等により耐震性能①、②に係る設備を選定し、該当する耐震性能を満足する必要がある。また、連絡橋梁については、耐震性能①、②を満足する必要があるが、他の設備に比べ代替手段による機能の確保が容易であると考えられることから、照査実施の有無にかかわらず、代替手段の検討、確認をしておくことが望ましい。

これらを踏まえた独立型取水塔、ゲート・開閉装置及び連絡橋梁の要求性能を表4.2.1-1に示す。なお、ここで示す「要求性能」とは「耐震性能を満たすための限界となる状態」である。

また、洪水吐以外の放流設備の要求性能は土木構造については表4.2.1-1（独立塔型取水設備）の土木構造に関する要求性能を、ゲート及び開閉装置については「5.3 洪水吐ゲート」に関する要求性能を準用する。

表 4. 2. 1-1 独立塔型取水設備の要求性能

【取水塔本体】

対象設備		要求性能
取水塔全体		力学的に安定である状態
基礎部		力学的特性が弾性域を超えない状態
塔部	鋼製/ 鉄筋コンクリート製	ゲートが開閉可能な状態
		損傷の修復を容易に行える状態

【ゲート・開閉装置・連絡橋梁】

対象設備		要求性能
ゲート (耐震性能①に相当)		地震後速やかに流水遮断可能な状態 (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)
ゲート (耐震性能②に相当)		損傷の修復が容易にでき、取水が可能となる状態 (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)
ゲート開閉装置及び支持部 (耐震性能①に相当)		地震後に使用可能な状態
ゲート開閉装置及び支持部 (耐震性能②に相当)		損傷の修復が容易にでき、取水が可能となる状態
連絡橋梁支承部		落橋しない状態 ゲート開閉装置へのアクセスが可能な状態 ゲート可動に必要な電力供給が可能な状態

4.2.2 洪水吐ゲート

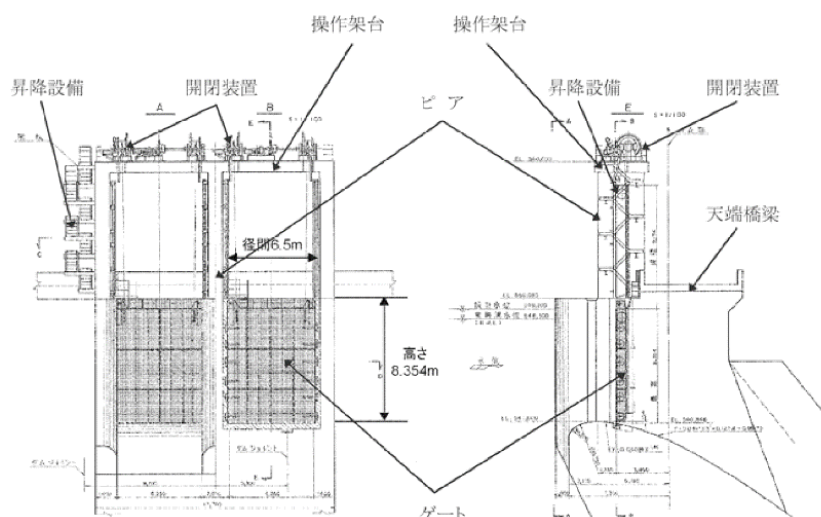
4.2.2.1 対象構造物

レベル2地震動に対する洪水吐ゲートの照査は、次の構造物を対象とする。

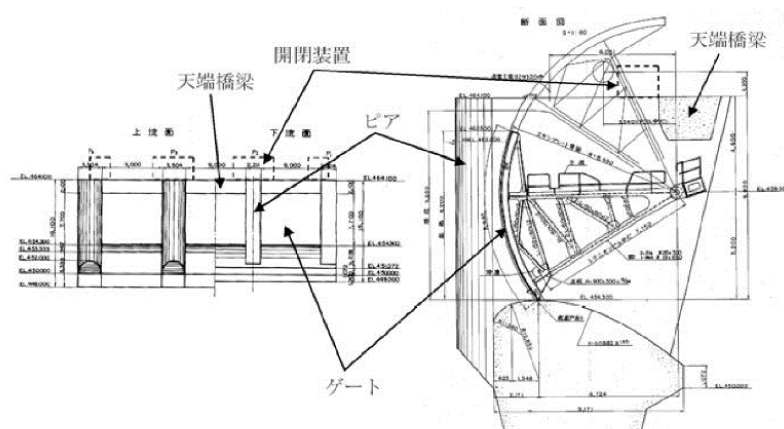
- (1) ゲート
- (2) ピア
- (3) 天端橋梁、操作架台、開閉装置

洪水吐ゲートに用いられる代表的な型式として、ローラゲート、ラジアルゲートがある。これらゲートの模式図を図4.2.2-1に示す。

洪水吐ゲートの照査対象構造物は、ゲートのみでなく、それを支持するピア、ピア上に設置される天端橋梁、操作架台及び開閉装置とする。



(a) ローラゲート



(b) ラジアルゲート

図4.2.2-1 洪水吐ゲートの模式図¹⁾

4.2.2.2 要求性能

国土交通省『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説』では、ゲートの耐震性能を、①地震時にゲートあるいはその支持構造物に損傷を受けたとしても制御できない貯水の流出が生じないこと（ゲートが脱落、崩壊しないこと）、②地震後に、ダムの安全確保あるいは安全性確認のための水位低下が可能なこと（ゲートが開閉可能であること）としている。

農業用ダムの洪水吐ゲートの要求性能は、多目的ダム（洪水調節機能を含む）とかんがい（利水）専用ダムで異なることが想定されるが、第2章で示す耐震性能①、②を満足することとし、上記指針に準じ、「ゲートが脱落、崩壊しないことを担保する状態」、「ゲートが開閉可能であることを担保する状態」とする。

洪水吐ゲートの要求性能を表4.2.2-1に示す。ここで示す「要求性能」とは「耐震性能を満たすための限界となる状態」である。

洪水吐ゲートの耐震性能照査において、これらの性能を満足することが確認できない場合でも、緊急放流ゲート等により緊急に水位を低下させることが可能であり、また低下させた水位の制御をできることが確認できれば、これらの性能を担保できるものと考えられる。このため、洪水吐ゲートの耐震性能照査の実施の如何にかかわらず、これら条件が担保されることを確認しておくことが望ましい。

表 4.2.2-1 洪水吐ゲートの要求性能

対象設備	要求性能
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
	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
	主要構造部材のひずみがほぼ弾性域内に留まる状態
	補助構造部材のひずみが限定的な塑性化に留まる状態
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）
	ゲートと戸当り金物の水密性が確保される状態
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
	ピアの変形によりゲートが崩壊（損傷）しない状態
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
	損傷の修復を容易に行える状態
	ゲートが常時満水位以上まで開閉可能な状態
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落し、ゲートの崩壊（損傷）させない状態
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
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

天端橋梁については、地震により落下した場合、洪水吐ゲートに被害を与えるとともにその操作の支障となり、また、添架電線の破断により開閉用電力の供給に支障を及ぼす。

このため、レベル2地震に対するダム天端橋梁の照査では、落橋に対する安全性を照査することになる。落橋に対する安全性は、ダムの天端橋梁が門柱部（ピア、橋脚部）の上部構造に相当することから、門柱部の照査における解析により算出される天端部の最大変位量と桁かかり長を比較し照査する。

4.2.3 洪水吐水路

洪水吐水路については、レベル2地震動に対する耐震性能を「限定された損傷に留める」こととし、水路側壁を対象に静的解析により照査を行う。また、特殊な形状を採用したフィルダム堤体との接合部や越流堰については、その条件等を勘案し、レベル2地震動に対する耐震性能照査の実施を検討する。

水路側壁を対象とした静的解析については、土地改良事業設計指針「耐震設計」に準じ照査を行うこととし、採用する地震時土圧は修正物部・岡部法とする。詳細については、土地改良事業設計指針「耐震設計」を参照すること。

【参考】現行の基準に基づくフィルダム堤体との接合部や越流堰の設計手法

①洪水吐と堤体の遮水部の接合

引用：『設計基準・ダム（フィルダム編）』P. II-267

洪水吐と堤体の遮水部が接合する場合の接合部の形状は、急変させず、かつ接合面勾配を1:0.3～1:0.5程度の勾配となるようにする。

②越流堰の設計

引用：『ダム洪水吐構造設計の手引き(案)』（H15 東北農政局土地改良技術事務所）P. F-29

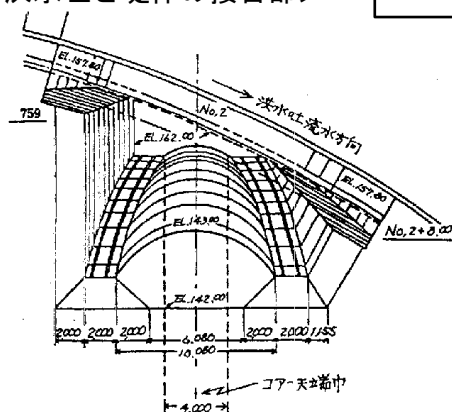
【設計上の留意点】

一般的な側水路型越流式の場合、越流堰は貯水に接し、堰の下に止水ラインが形成されることから、構造物自体が止水の機能を有するとともに、設計計算上は重力式コンクリートダムと同様の安定計算を行う。

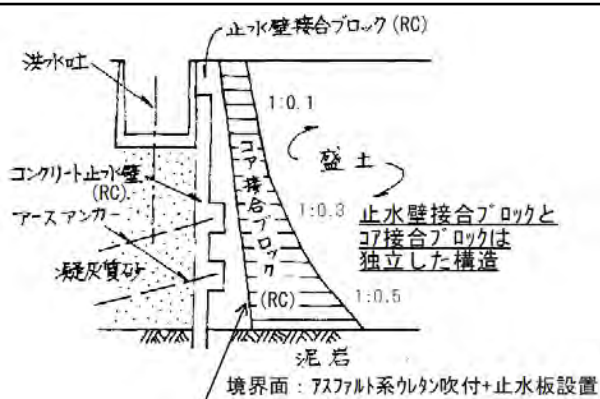
【特殊な形式の例】

<洪水吐と堤体の接合部>

堤体と洪水吐の接合部に、遮水ゾーンの変形挙動を一様にするためのコア接合ブロックを設置（浪岡ダム：東北農政局）

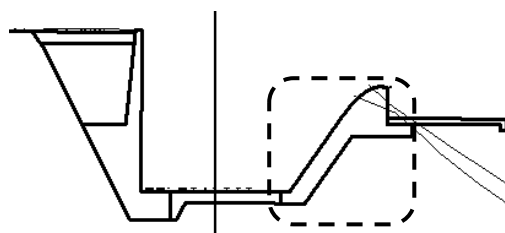


（平面図）



（接合部断面図）

<越流堰（岩盤もたれ式）>

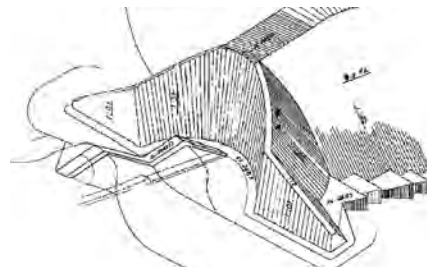
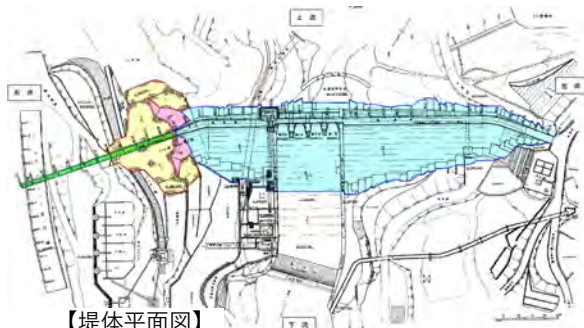


越流部の基礎に堅硬な岩盤が分布していたことから越流堰（上部）ともたれ式擁壁（下部）の複合構造を採用（基礎が良好なダムで採用例多い）

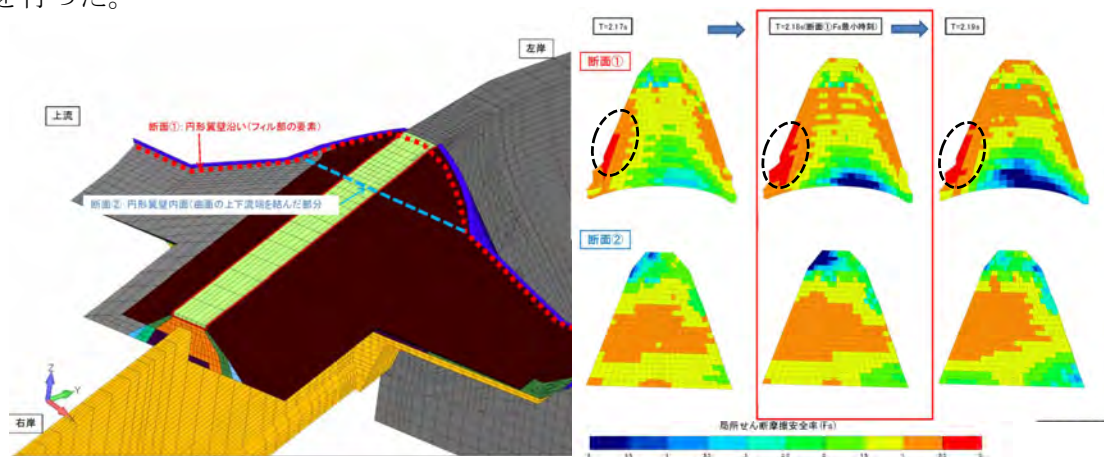
【参考：洪水吐接合部の耐震照査参考事例（複合ダム接合面の照査）】

複合ダム接合面（重力ダムとフィルダムの接合面）について、大規模地震時の応答特性を検証し、耐震性能照査を行った事例の検討内容を示す。

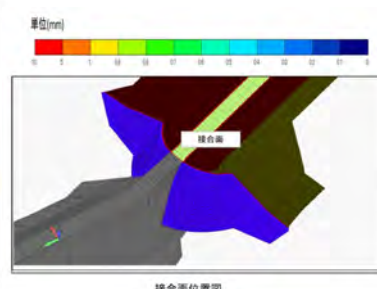
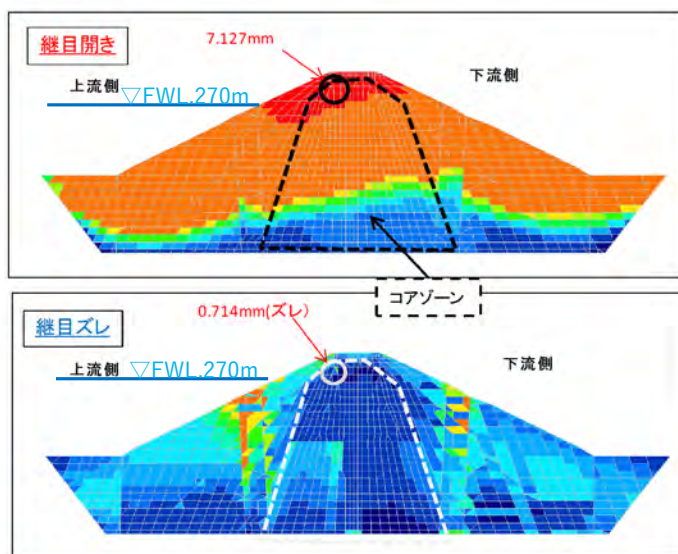
本ダムは、河床部～左岸側の重力ダムと右岸側のフィルダム（コアゾーン）の境界に、お椀型の形状を有する接合面を含む円形翼壁が施工されている。



レベル2地震動に対する接合面の耐震性能照査は、堤体全体及び基礎地盤を含めた全体3次元モデルを用いて実施し、接合面については、コアゾーンとの接触面の局所せん断摩擦安全率及び継目部の開き、ズレを算定し、遮水機能への影響について評価を行った。



【接合面（コアゾーン）の局所せん断摩擦安全率】



【接合面（継目）の開き・ズレ】

4.2.4 管理棟・操作室及び操作管理設備

管理棟・操作室及び操作管理設備については、管理人等の安全性、作業性の喪失を防ぐとともに、貯水機能を維持するために行うゲート操作等、緊急時の管理機能に支障を来す被害を生じないことを確認するため、その構造上の安全性を照査する。

(1) 管理棟・操作室

ダムの管理棟を含めた各種の官公庁施設（建築物）の耐震安全性は、『(平成 25 年度制定)官庁施設の総合耐震・対津波計画基準及び同解説 令和 3 年度版』(H25 国土交通省大臣官房官庁営繕部監修)に基づき、「大地震動」（建築基準法において規定する極めて稀に発生する地震動）を考慮して実施される。このため、管理棟の照査では、同基準に適合した設計が行われているかを確認する。

同基準等による建築物の耐震安全性の検討では、大地震動に対する構造体の耐震安全性の目標を施設の重要度等により分類し、分類に応じた耐震安全性の目標等を定めている（表 4.2.4-1）。ダムの管理棟の耐震性能照査は、第 2 章で示す耐震性能①、②及び施設の重要度並びに人命の安全及び機能の確保を図ることを考慮し、同分類の「Ⅱ類」の「耐震安全性の目標」に準拠した方法により実施する。

表 4.2.4-1 大地震動に対する構造体の耐震安全性の目標 ¹²⁾

耐震安全性 の分類	耐震安全性の目標	対象施設
Ⅰ類	・大地震動後、構造体の補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られるものとする。	・災害応急対策活動に必要な施設及び危険物を貯蔵又は使用する官庁施設のうち、特に重要な官庁施設
Ⅱ類	・大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られるものとする。	・災害応急対策活動に必要な官庁施設、危険物を貯蔵又は使用する官庁施設、多数の者が利用する官庁施設
Ⅲ類	・大地震動により構造体の部分的な損傷は生じるが、建築物全体の耐力の低下は著しくないことを目標とし、人命の安全確保が図られるものとする。	・Ⅰ類及びⅡ類に該当しない官庁施設

(2) 操作管理設備

主要な放流設備（クレストゲート、緊急放流主ゲート）については、緊急時においてもその開閉用電力の供給が確保され、必要な操作が可能でなければならない。そのため、重要な放流設備の操作に必要な電気設備や操作盤等については、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査を行う必要がある。これらの設備本体は剛な構造であり、十分な耐震性能を有していると考えられるため、移動もしくは転倒により損傷しないことを基礎ボルトの応力照査等により確認すればよい。

なお、取水塔、堤体天端及び洪水吐ゲートピア上に設置された操作架台上に設置に電気設備等が設置されている場合の照査にあたっては、これら施設の動的応答解析の結果から

地震力を算定し、静的な解析手法による照査を行う。照査方法の詳細は、「5.3 洪水吐ゲート」において解説する。

これに加えて、各設備が損傷した際の代替手段による機能確保のための対応方法についても確認しておく必要がある。

【参考】電気設備等の耐震設計の概要

引用：『電気設備計画設計技術指針（高低圧編）』（農林水産省）

(1) 耐震設計の考え方

耐震設計の基本は電気設備等の配電盤、発電設備等と据付けられる構造物自体が十分な耐震性を有しなければ設備の耐震性は意味をもたない。

従って、設備の耐震性は、当該施設における土木・建築構造の耐震性と同程度となるよう整合を図ることが必要である。なお、配電盤、発電装置等を据え付ける場合は、アンカボルトについても耐震設計を考慮する必要がある。

(2) 耐震設計・施工に関する指針

電気設備の耐震設計施工に関する指針等を以下に示す。

①日本建築センター

「建築設備耐震設計・施工指針」（2014 年 9 月）

②日本電気工業会 (JEMA) 技術資料 JEM-TR144 号

「配電盤・制御盤の耐震設計指針」（2017 年 3 月）

③日本内燃力発電設備協会

「自家用発電設備耐震設計のガイドライン」（2005 年 8 月）

④日本電設工業協会

「建築電機設備の耐震設計・施工マニュアル」（2016 年 1 月）

表 4.6-1 に上記指針等の比較を示す。④日本電設工業協会のマニュアルは、①日本建築センターの指針に基づくものであり、その基準値は①日本建築センターの指針と同じであるため、上の 3 基準で比較した。設計基準加速度（地表面にて 0.3G）は気象庁震度階の震度 VI（烈震）に相当するものである。

なお、配電盤、制御盤を据付ける際は、②日本電気工業会 (JEMA) 技術資料を適用し、発電設備を据付ける場合は、③日本内燃力発電設備協会のガイドラインを使用する。

〔表4.6-1〕 (追記)

	日本建築センター 「建築設備耐震設計・施工指針」 (2014年)	日本電機工業会技術資料 JEM-TRI44号 「配電盤・制御盤の耐震設計指針」 (2017年)	日本内燃力発電設備協会 「自家用発電設備耐震設計のガイドライン」 (2005年)
設計手法	静的設計手法(局部震度法)	静的設計手法(局部震度法)	静的設計手法(局部震度法)
設計基準加速度 (1階及び地下階※)	特定の建物で重要な盤 (水平) 1.0 [G] (鉛直) 0.5 [G] 特定の建物で一般の盤 (水平) 0.6 [G] (鉛直) 0.3 [G] 一般の建物で特定な盤 (水平) 0.6 [G] (鉛直) 0.3 [G] 一般の建物で一般の盤 (水平) 0.4 [G] (鉛直) 0.2 [G]	特定の建物で重要な盤 (水平) 1.0 [G] (鉛直) 0.5 [G] 特定の建物で一般の盤 (水平) 0.6 [G] (鉛直) 0.3 [G] 一般の建物で特定な盤 (水平) 0.6 [G] (鉛直) 0.3 [G] 一般の建物で一般の盤 (水平) 0.4 [G] (鉛直) 0.2 [G]	特定の建物 (水平) 1.0 [G] (鉛直) 0.5 [G] 一般の建物 (水平) 0.6 [G] (鉛直) 0.3 [G]
設計用地震入力 とその作用点	(1)作用点 下記の地震入力が機器の重心点に作用するものとする。 (2)設計地震力 ① 水平方向 $F_H=K_H \cdot W$ [最大：重要性の高い機器 2.0] $K_H=Z \cdot K_S$ $K_H:$ 設計用水平震度 $Z:$ 地域係数 (1.0) $K_S:$ 設計用基準震度 ・重要性の高い機器 0.6～2.0 ・一般の機器 0.4～1.5 ② 鉛直方向 $F_V=K_V \cdot W$ [最大：重要性の高い機器 1.0] $K_V=(1/2) \cdot K_H$ $K_V:$ 設計用鉛直震度 ・重要性の高い機器 0.3～1.0 ・一般の機器 0.2～0.75	(1)作用点 下記の地震入力が機器の重心点に作用するものとする。 (2)設計地震力 ① 水平方向 $F_H=K_H \cdot W$ [最大：耐震クラスⅡの重要性の高い機器 2.0] $K_H=Z \cdot K_S$ $K_H:$ 設計用水平震度 $Z:$ 地域係数 (1.0) $K_S:$ 設計用基準震度 ・重要性の高い機器 0.6～2.0 ・一般の機器 0.4～1.5 ② 鉛直方向 $F_V=K_V \cdot W$ [最大：耐震クラスⅡの重要性の高い機器 1.0] $K_V=(1/2) \cdot K_H$ $K_V:$ 設計用鉛直震度 ・重要性の高い機器 0.3～1.0 ・一般の機器 0.2～0.75	(1)作用点 下記の地震入力が機器の重心点に作用するものとする。 (2)設計地震力 ① 水平方向 $F_H=K_H \cdot W$ [最大：重要性の高い機器 2.0] $K_H=Z \cdot K_S$ $K_H:$ 設計用水平震度 $Z:$ 地域係数 (1.0) $K_S:$ 設計用基準震度 ・0.6～2.0 ② 鉛直方向 $F_V=K_V \cdot W$ [最大：重要性の高い機器 1.0] $K_V=(1/2) \cdot K_H$ $K_V:$ 設計用鉛直震度 ・0.3～1.0

※複数階の場合で、中層・高層階の場合は係数が変わるため、基文献を参照して適切な値で照査を行うこと。

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。

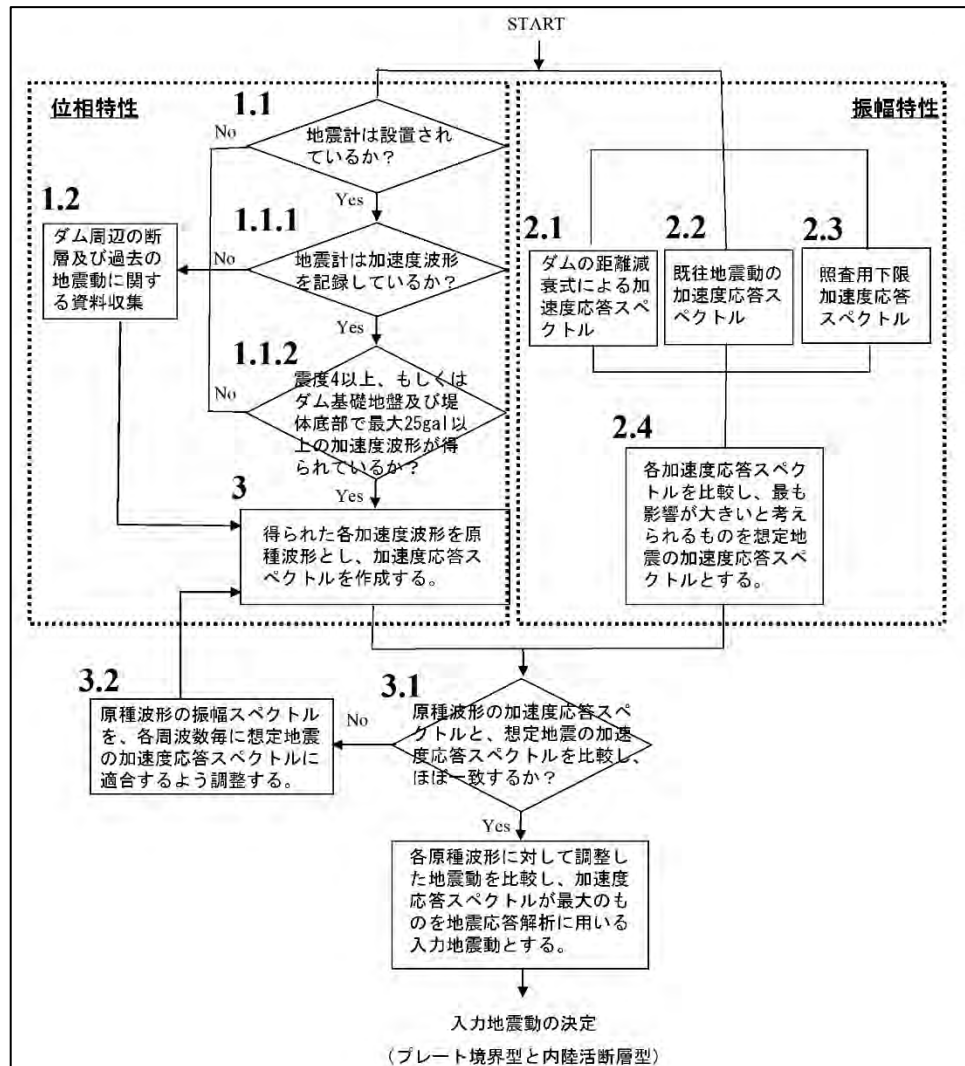


図 5.2.2-1 入力地震動設定のための作業フロー

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

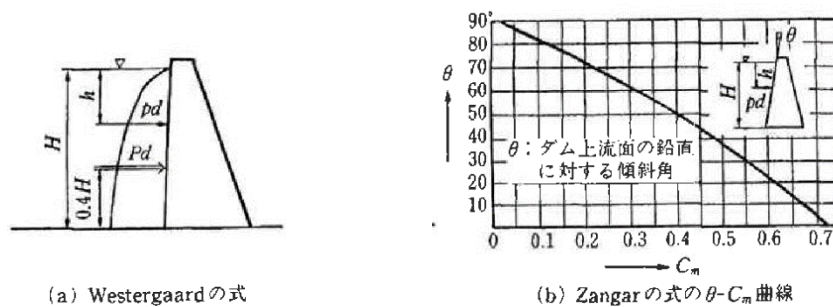


図 5.2.2-2 動水圧算定に用いる代表的な簡易式

(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。

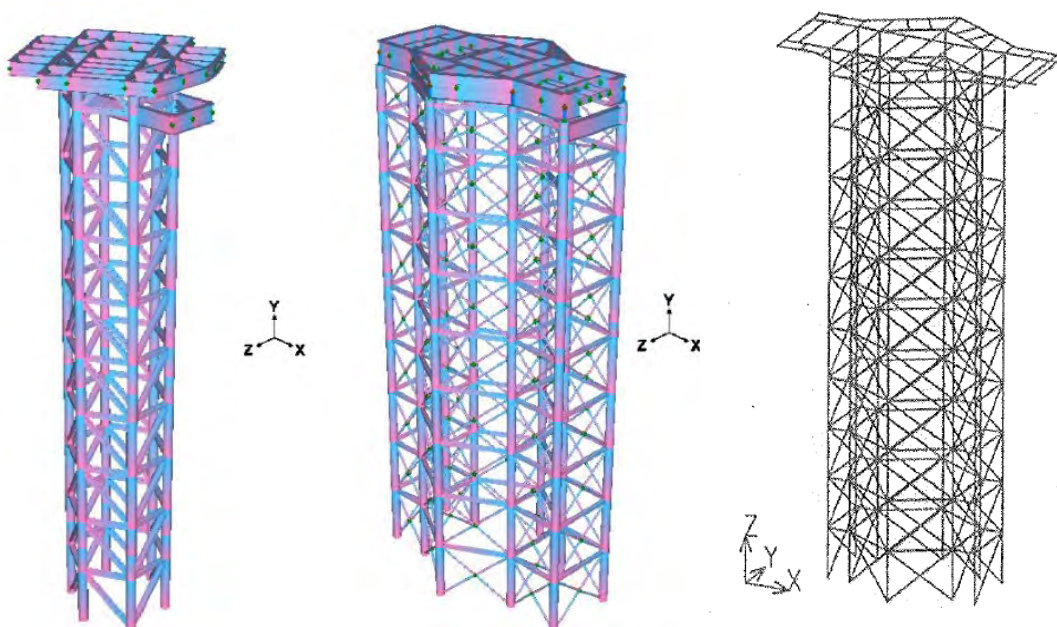


図 5.2.3-1 鋼製取水塔のフレームモデルの例

(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。

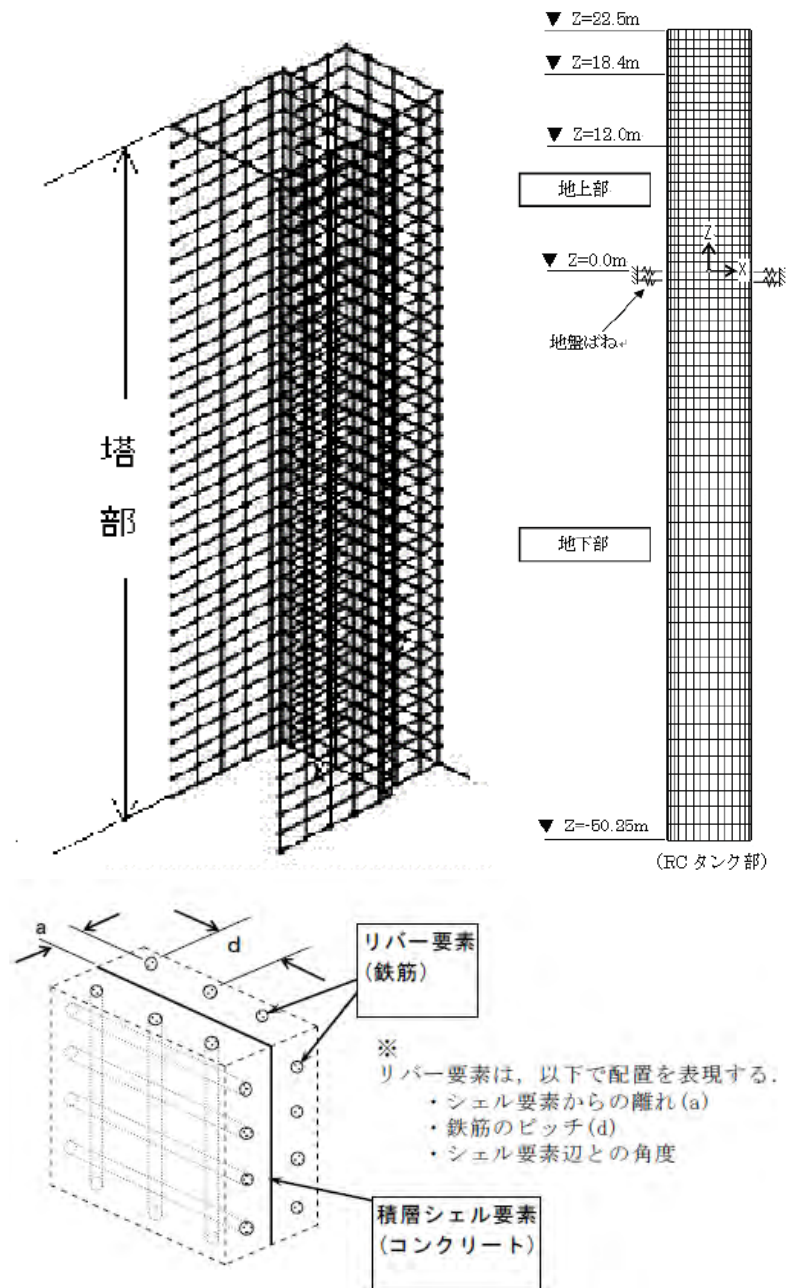


図 5.2.3-3 鉄筋コンクリート製取水塔のシェルモデルの例 ¹⁾P. 2-64

(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。

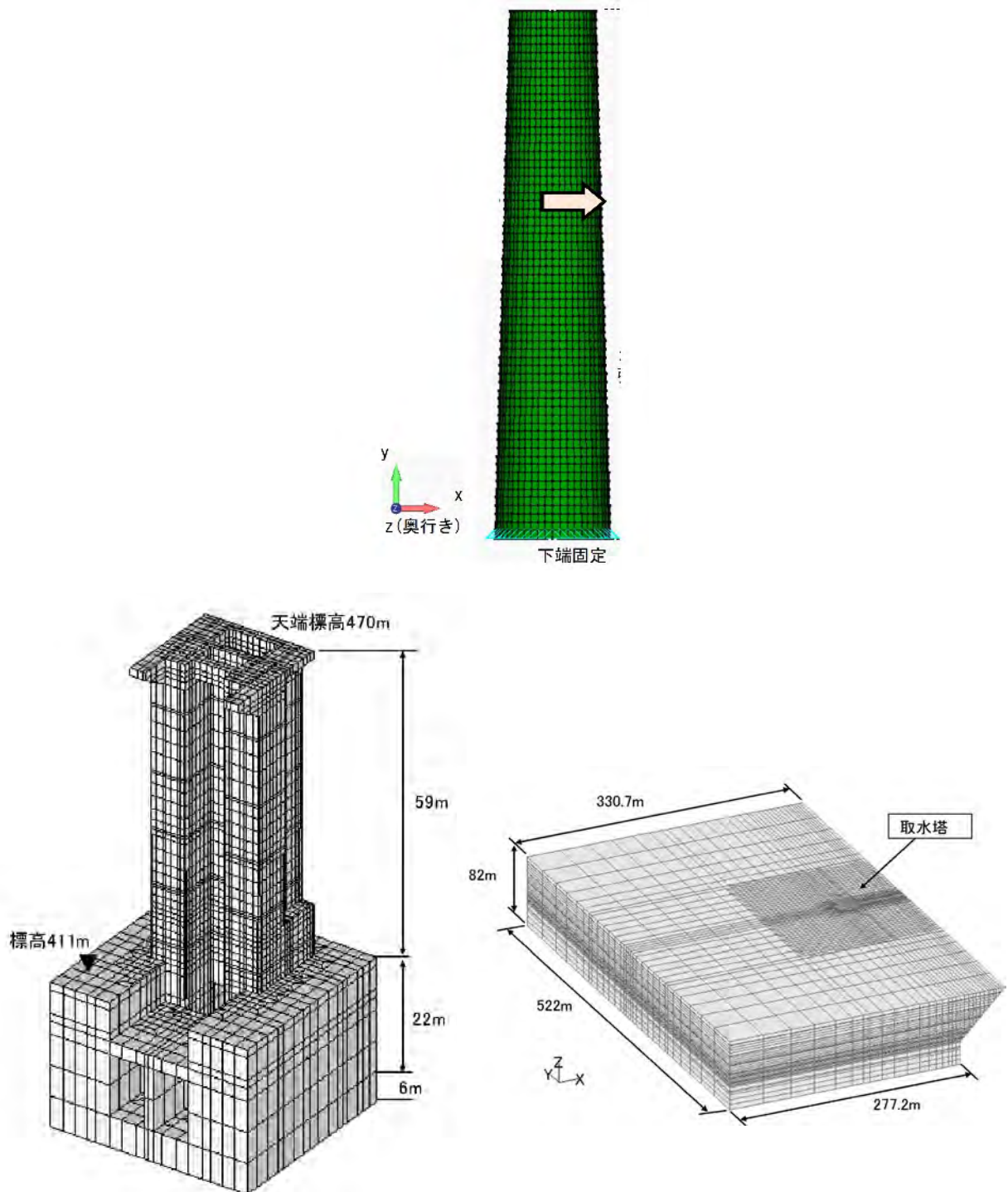


図 5. 2. 3-4 鉄筋コンクリート取水塔のソリッドモデルの例 ¹⁾P. 2-5

＜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。

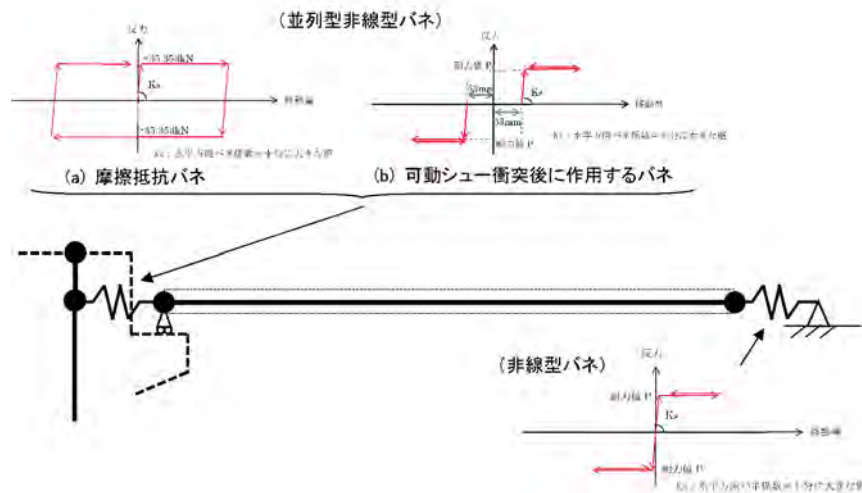
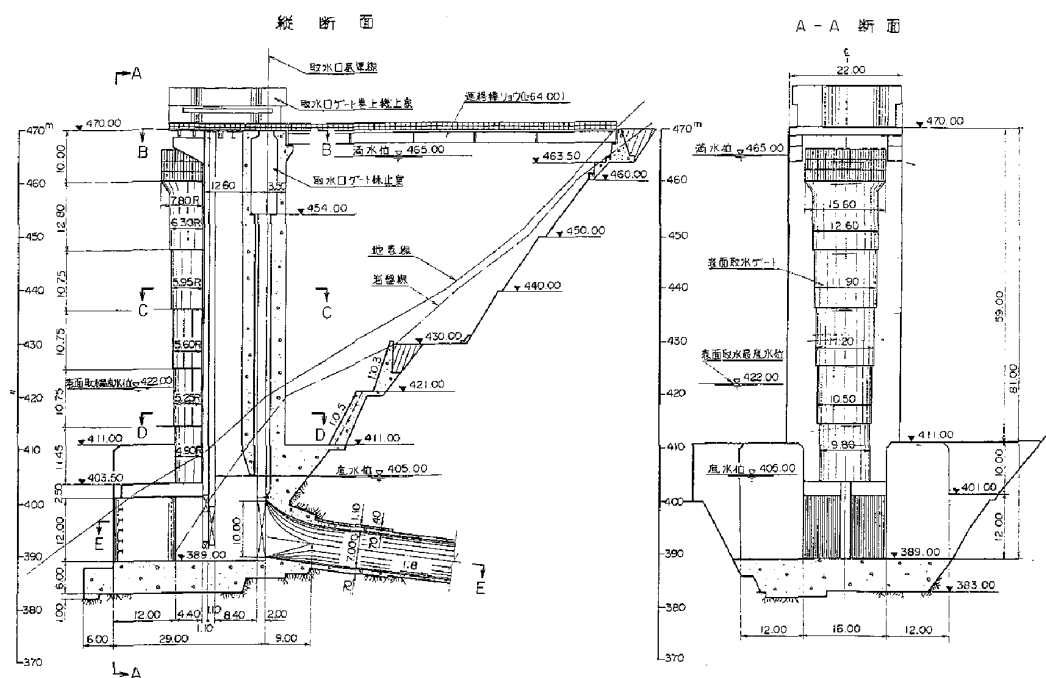


図 5.2.3-参 1 連絡橋支承部のモデル化 1) P.3-156

(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。

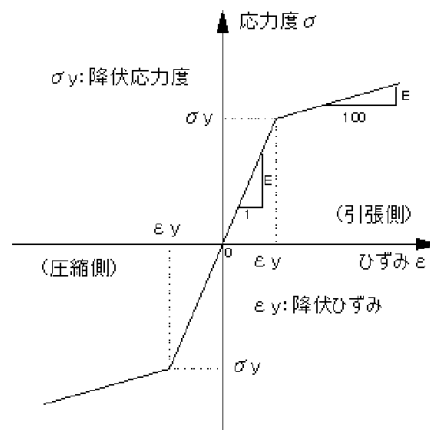


図 5.2.3-5 非線形部材の応力—ひずみモデル 2)P.178

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）

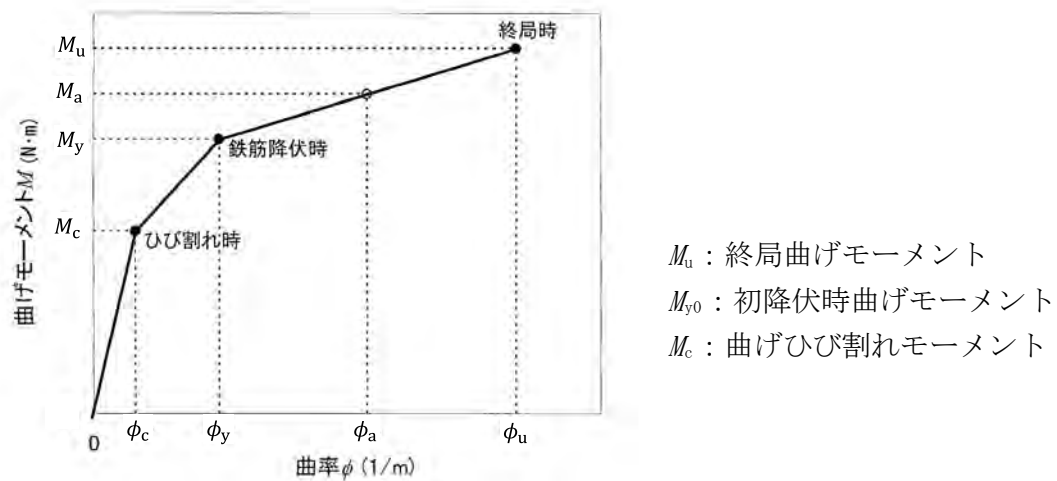
項目	部位等	特性	物性値	
塔部 (EL. 465m～ EL. 403.5m)	コンクリート	非線形	質量密度 ρ_c	2.5g/cm ³
			弾性係数 E_c ※1)	27.5kN/mm ²
			ポアソン比 ν_c	0.2
	鉄筋、鉄骨	非線形	質量密度	0.0g/cm ³
			弾性係数	200kN/mm ²
			ポアソン比	0.3

※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。



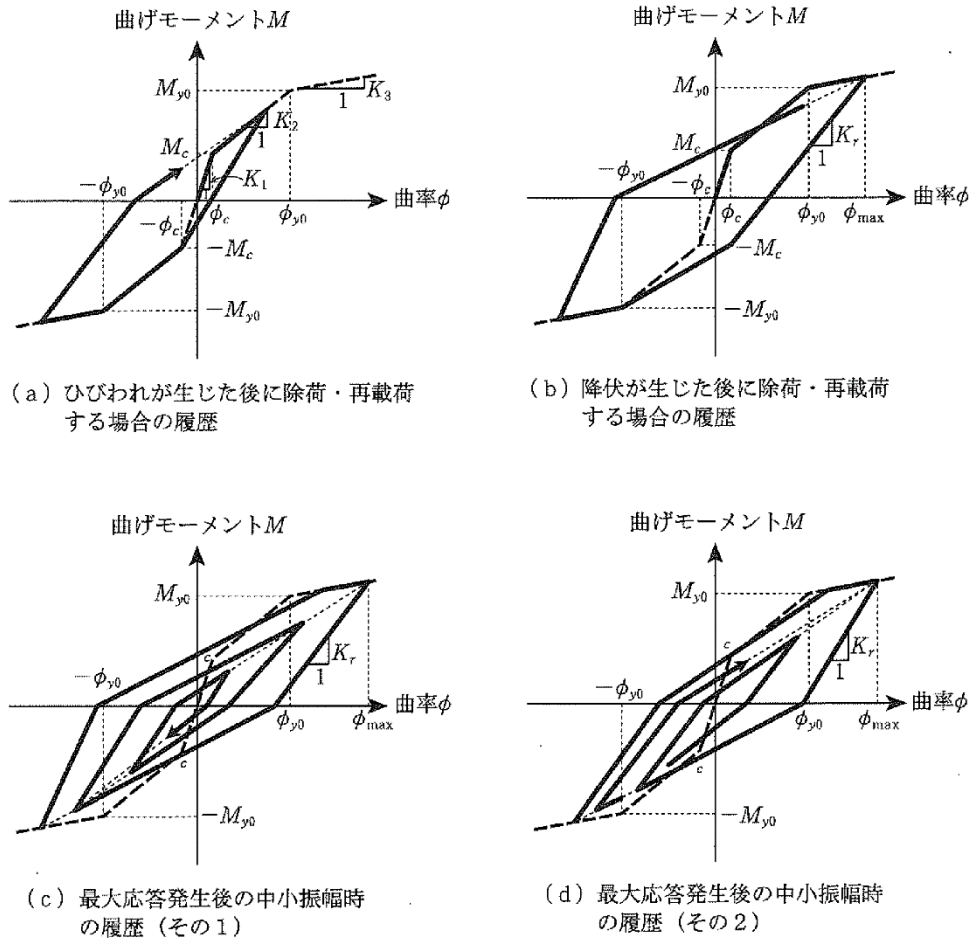


図 5.2.3-7 Takeda モデル 7(2002 年版)P.334

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

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

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。

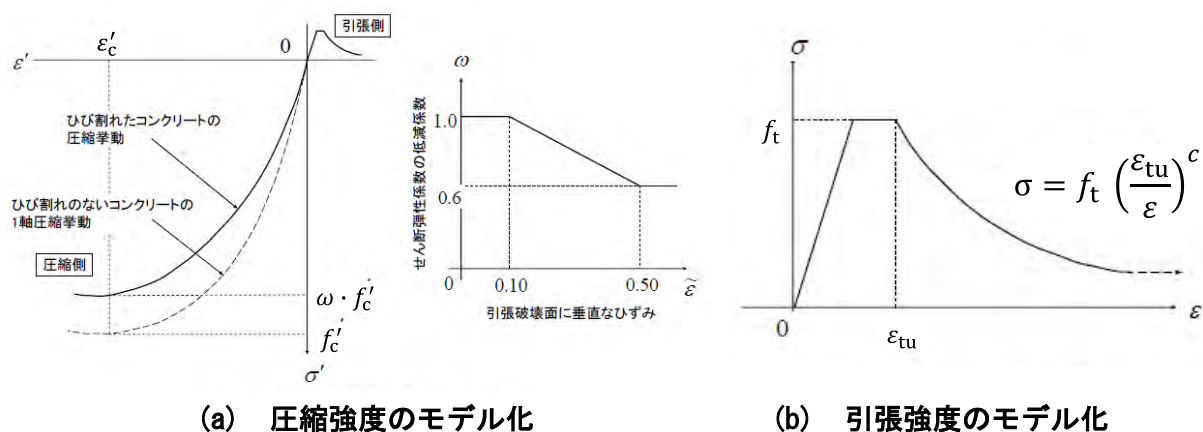


図 5.2.3-8 コンクリートの非線形特性のモデル化

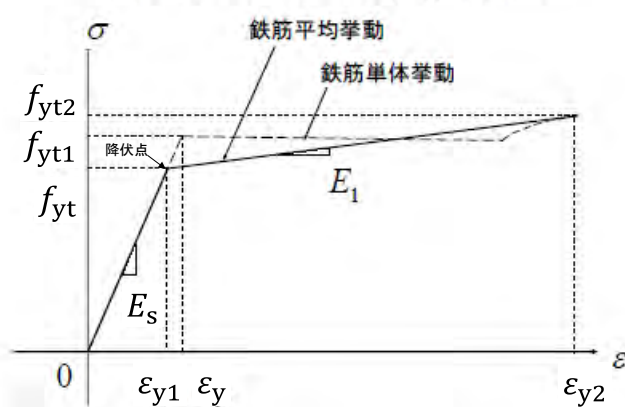


図 5.2.3-9 鉄筋引張挙動のモデル化

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。

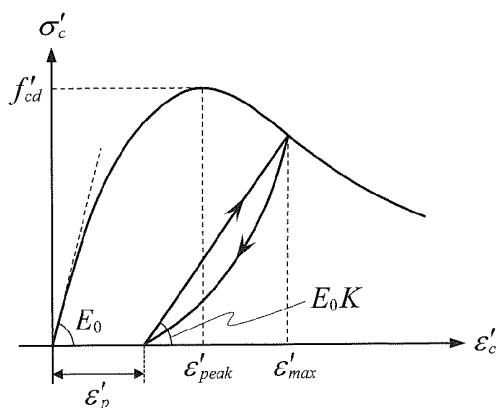


図 5.2.3-10 コンクリートの簡略化した一軸圧縮応力-ひずみ関係 ^{8) P. 487}

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

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

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

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

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。

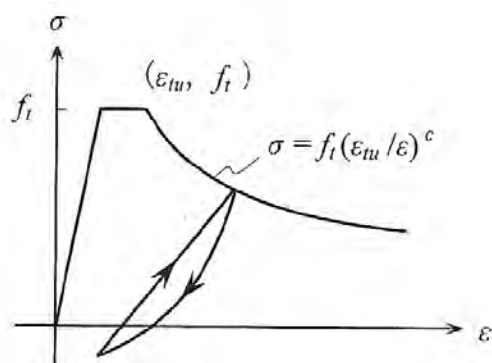


図 5.2.3-11 鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した引張応力-ひずみ関係 ⁸⁾P. 484

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

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、(ε_s, σ_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。

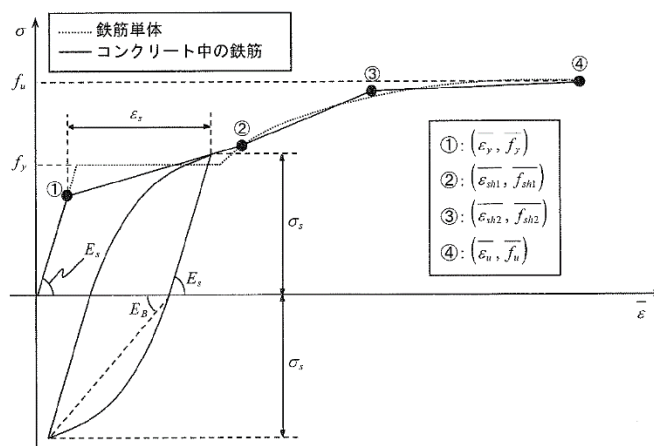


図 5.2.3-12 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係 ⁸⁾P. 493

骨格曲線

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

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

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

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

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

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

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

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

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。

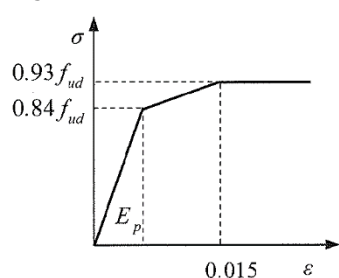
(b) 鉄筋単体の応力ひずみ関係

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

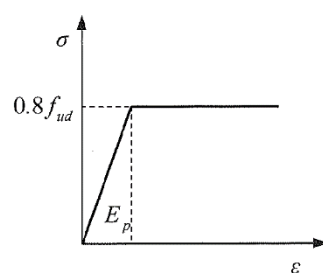
ここに、 σ ：鉄筋応力 ε ：鉄筋ひずみ E_s ：鉄筋ヤング率 (N/mm²)

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. 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。

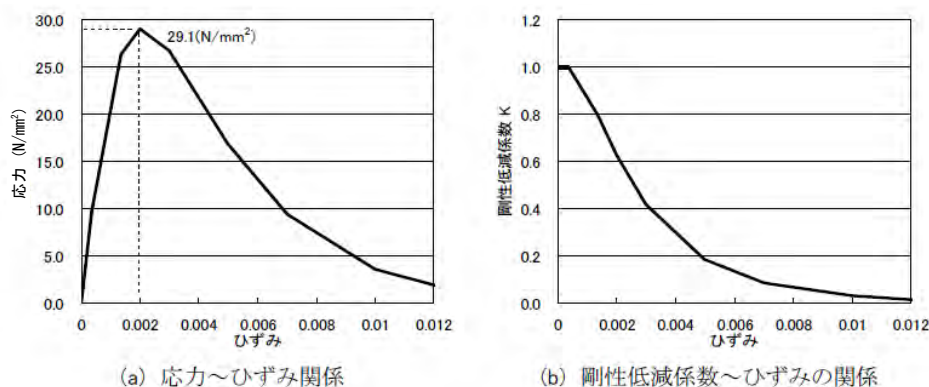


図 5.2.3-14 詳細モデルに用いたコンクリート（圧縮側）の非線形特性 ¹⁾P.2-8

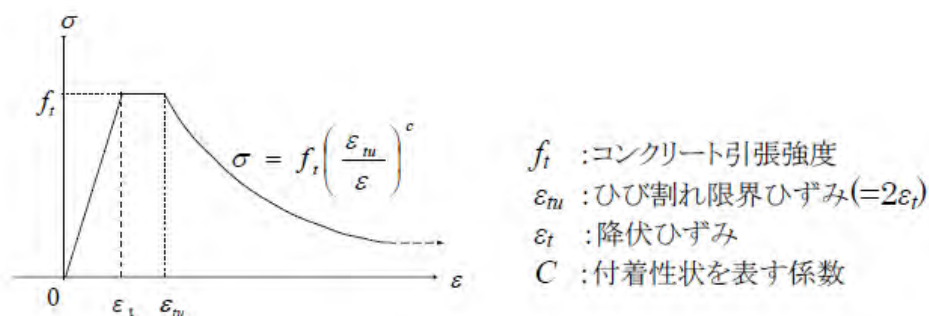


図 5.2.3-15 コンクリート引張域の平均応力ー平均ひずみ関係 ¹⁾P.2-8

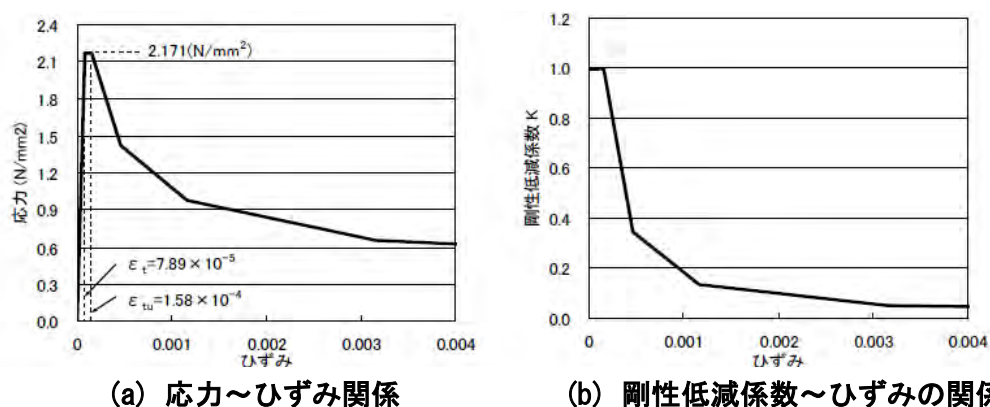


図 5.2.3-16 詳細モデルに用いたコンクリート（引張側）の非線形特性 ¹⁾P.2-8

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。

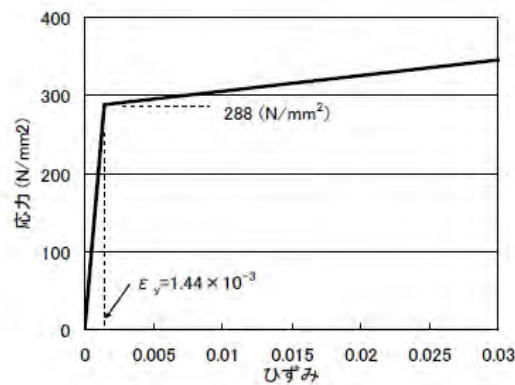


図 5. 2. 3-17 鉄筋の非線形特性 1)P. 2-10

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。

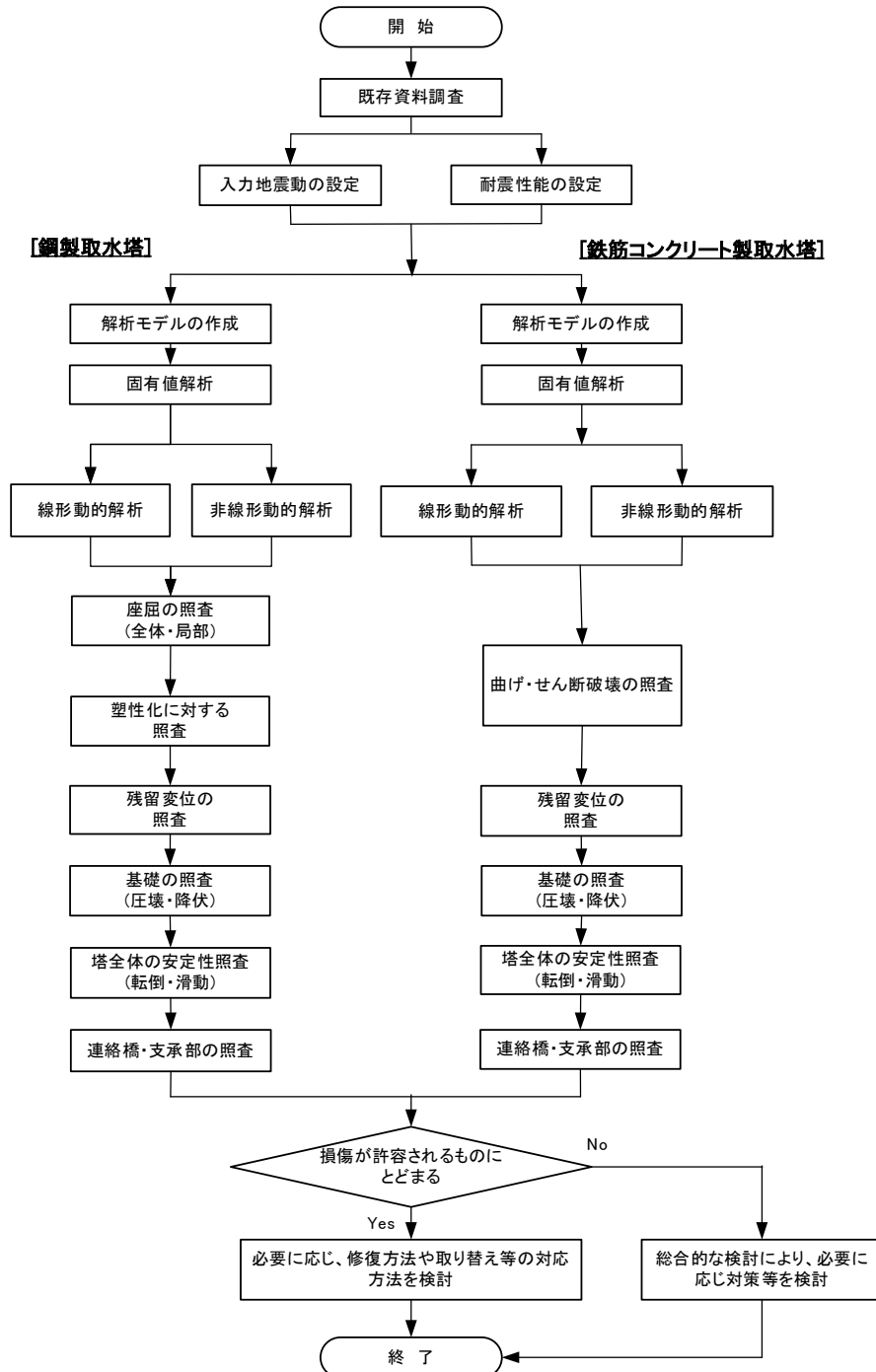


図 5.2.4-1 独立塔型取水設備の照査フロー

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。

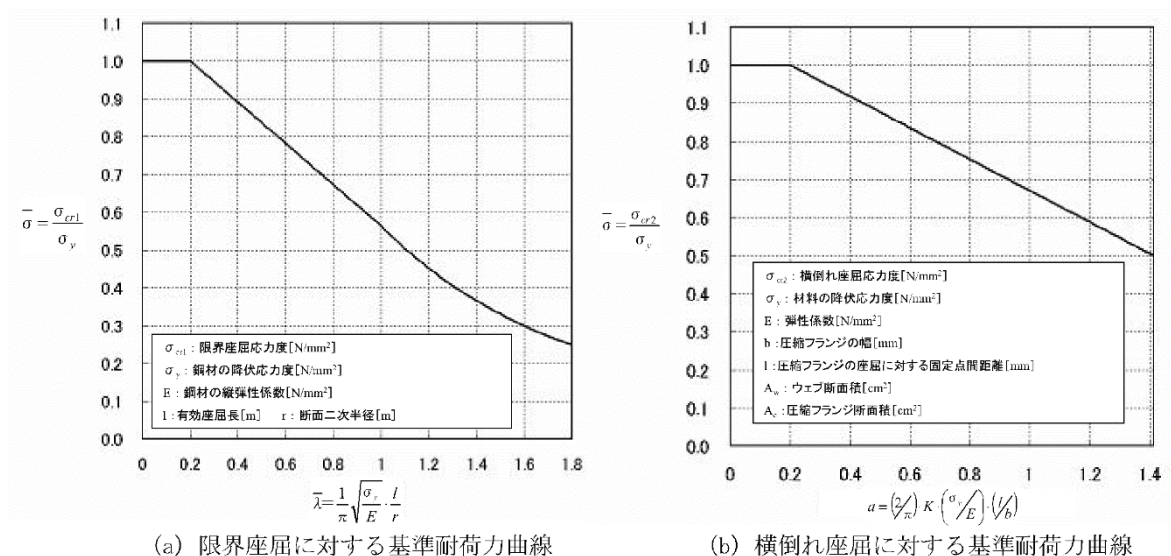


図 5.2.4-2 基準耐力曲線 2)P.86

『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。

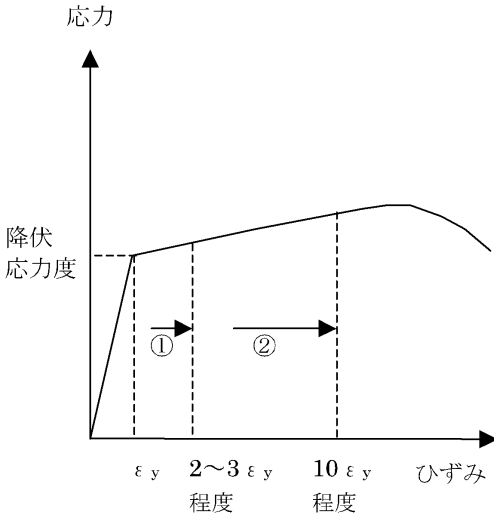
(3) 溶接線の全長について放射線検査を行う場合は、() 内の効率とする。

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	 鋼材の応力-ひずみ曲線
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。

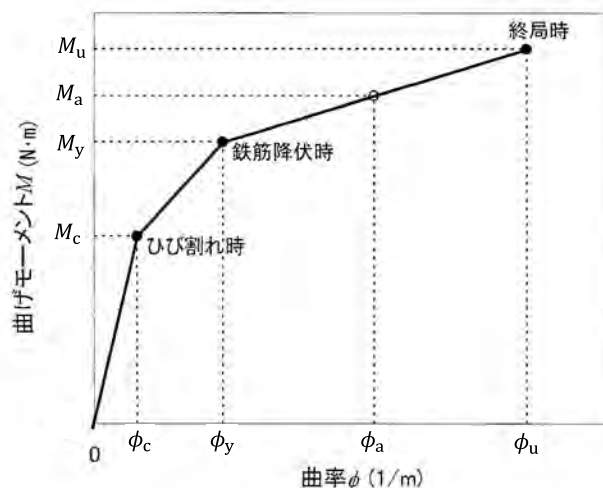
また、コンクリート及び鉄筋の各強度に関連したひずみ量は、材料の強度と弾性係数を用い算出する。

- ・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落し、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。

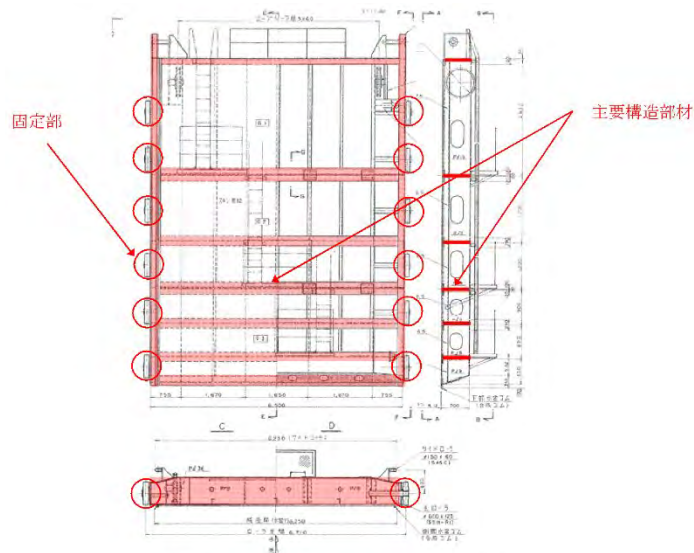
なお、主要構造部材以外の構造部材（補助構造部材）の一部において「座屈を生じるおそれがある」場合には、当該補助構造部材の座屈の影響を考慮した動的解析を行って「ゲート全体構造の安定性が確保される」ことを確認する必要がある。

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

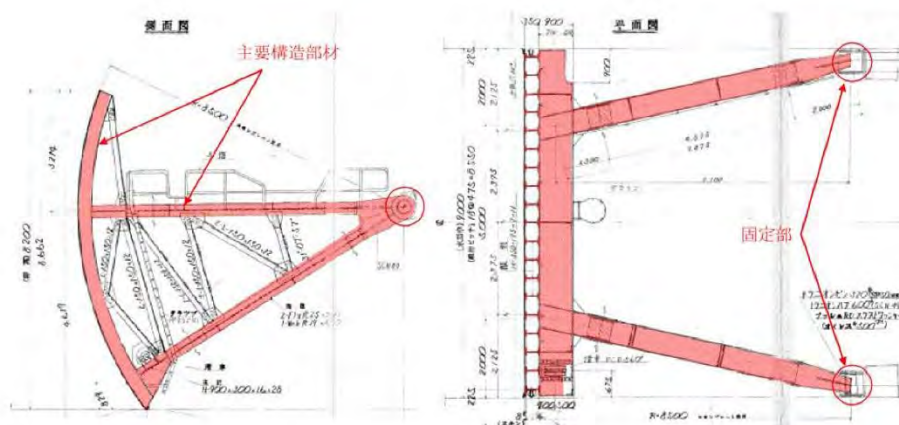
扉体の動的解析等においてモデル化していない部材（境界条件として考慮）については、動的解析等の結果を踏まえた構造計算等による評価を行い、許容値を満足し、破損等が生じないことを確認する。

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）

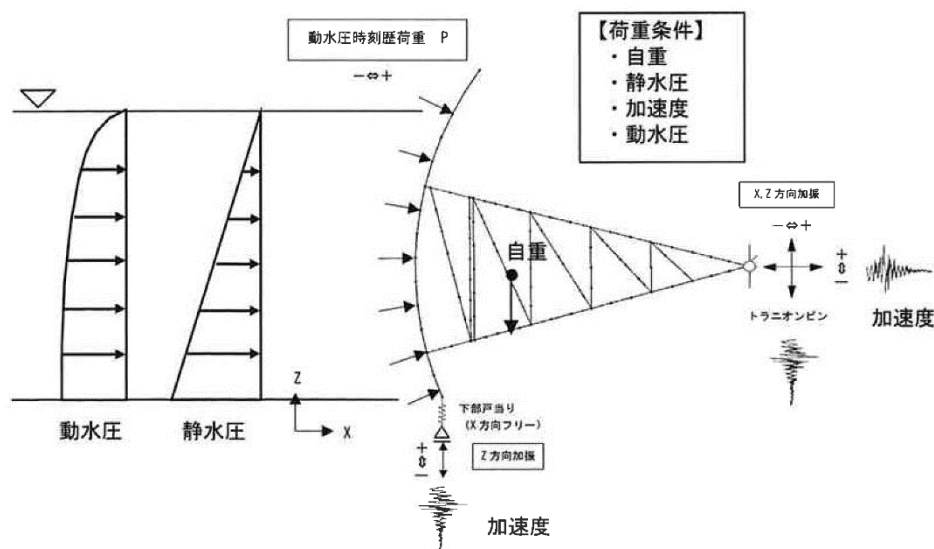


図 5.3.2-1 作用荷重例の模式図 9)P1-32

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。

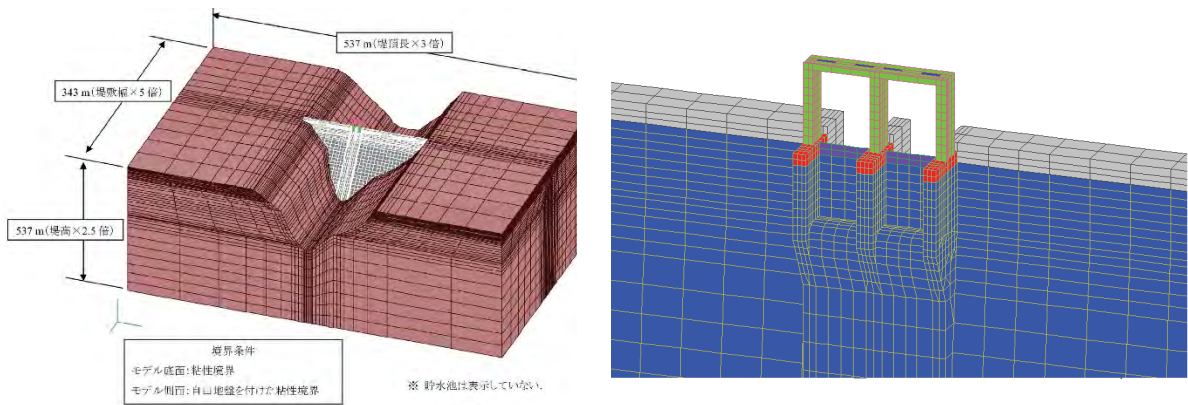


図 5.3.2-2 ダム、ゲート(簡易モデル)、岩盤ならびに貯水の連成解析モデル
: 重力式コンクリートダム (貯水は非表示) 1) P. 3-132~133

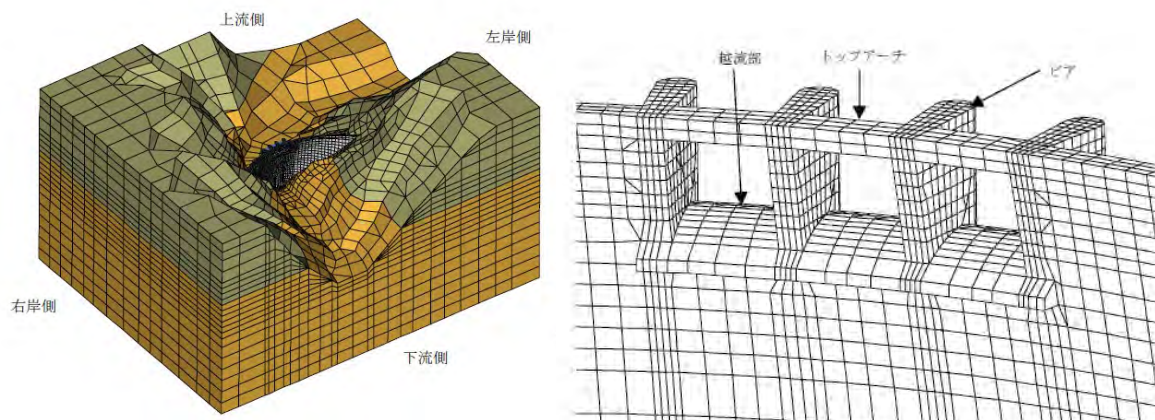


図 5.3.2-3 ダム、ゲート (簡易モデル)、岩盤ならびに貯水の連成解析モデル
: アーチダム (貯水は非表示)

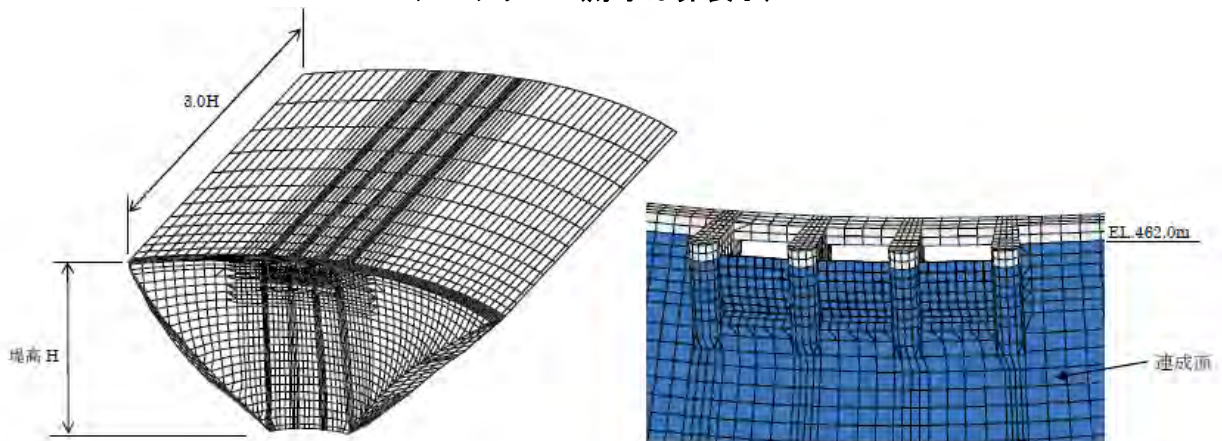


図 5.3.2-4 貯水の解析モデル

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。

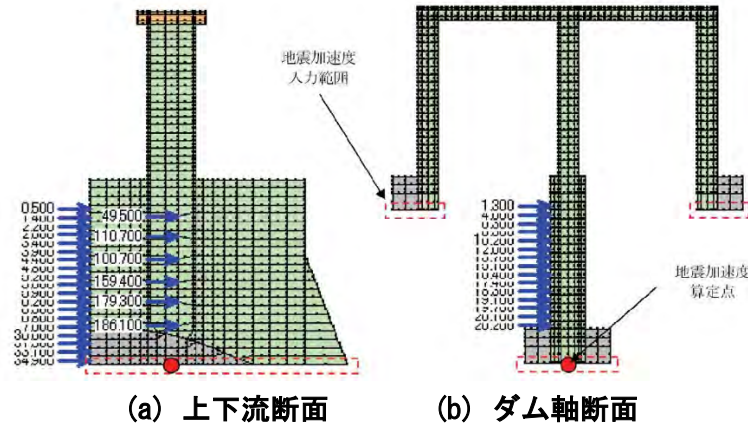


図 5.3.2-5 ピア解析モデル(2次元平面モデル)への地震荷重の与え方の概念図 1)P. 2-127

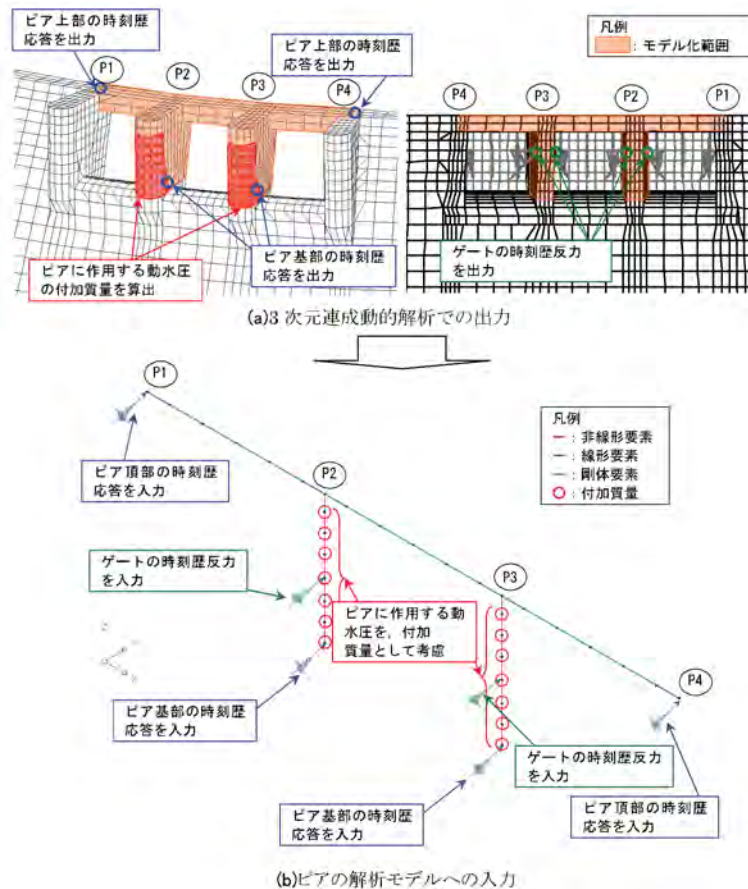


図 5.3.2-6 ピア解析モデル(3次元フレームモデル)での地震荷重の与え方の概念図 1)P. 2-184

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。

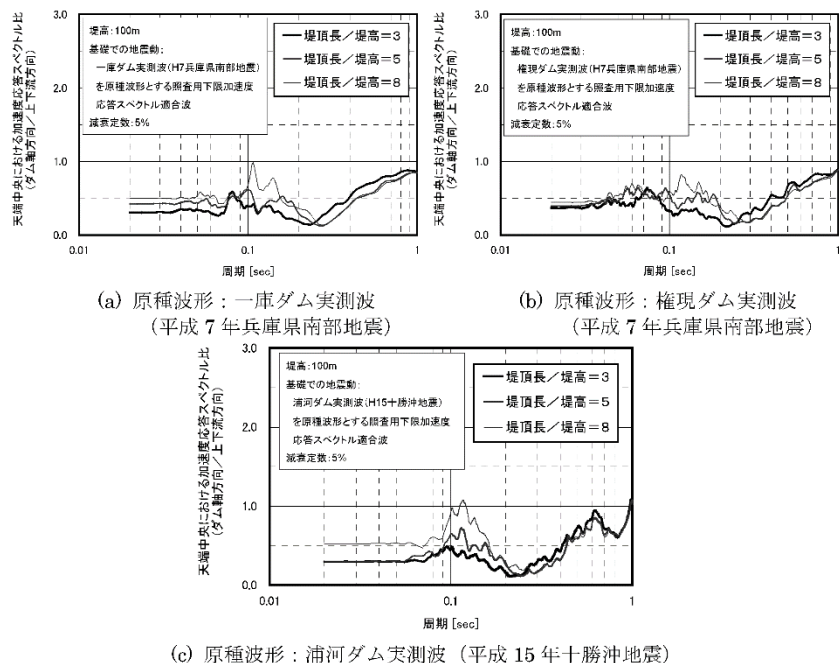


図 5.3.2-参 1 堤頂部における上下流方向応答に対するダム軸方向応答の応答スペクトル比の試算例 2) P. 91

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。

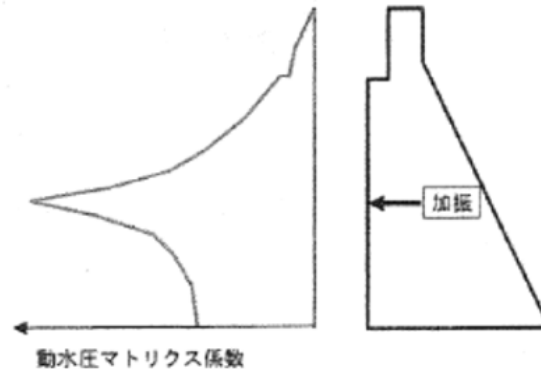


図 5.3.2-参 2 動水圧マトリクス係数のイメージ 9) P. 1-40

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。

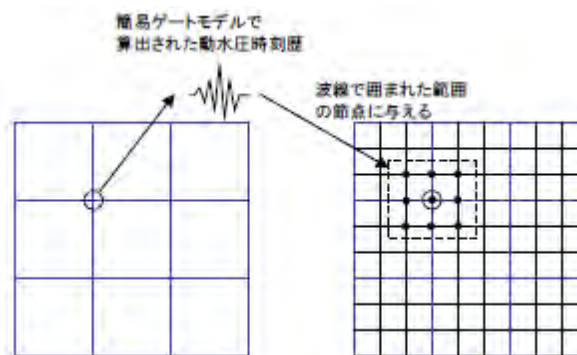


図 5.3.2-7 動水圧の時刻歴荷重の設定 1) P. 2-171

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)

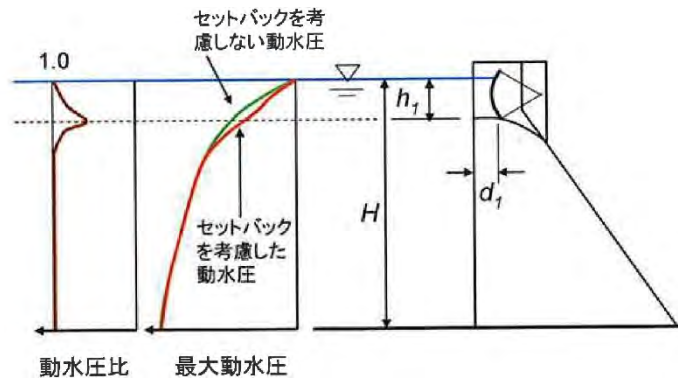
C_m : 与えられたダム上流面勾配より求める定数

【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

上流面よりも少し下流側に設置されており、このセットバックによる効果により、ゲートに作用する動水圧が低減することが指摘されている。



H : 貯水池水深、 h_1 : ゲート水深、 d_1 : セットバック量 (堤体とゲート下端の水平距離)

図 5.3.2-参3 ゲートのセットバックの定義 9)P.1-36

中山ら¹⁴⁾P. 959-969は、この動水圧について、以下のような低減効果を評価している。

$$p_g(h) = p(h) \cdot C(h)$$

ここに、 $p_g(h)$: ゲートに作用する動水圧、 $p(h)$: 堤体上流面の動水圧

$C(h)$: 動水圧比で下式による

$$C(h) = (1 - \sqrt{\alpha}) \exp\left(\frac{-1.4\beta h}{h_1}\right) + \sqrt{\alpha}$$

ここに、 α : ゲート水深比 (=ゲート水深 h_1 /貯水深 H)

β : セットバック比 (=セットバック量 d_1 /ゲート水深 h_1)

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。

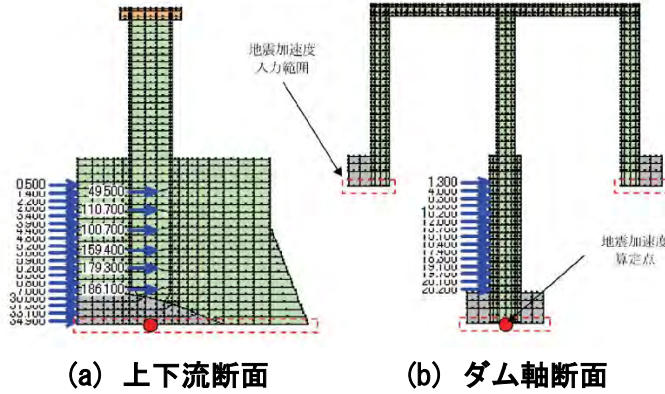


図 5.3.2-8 ピアモデル（2次元）に対する動水圧（静的荷重）の入力範囲 1) P. 2-127

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。

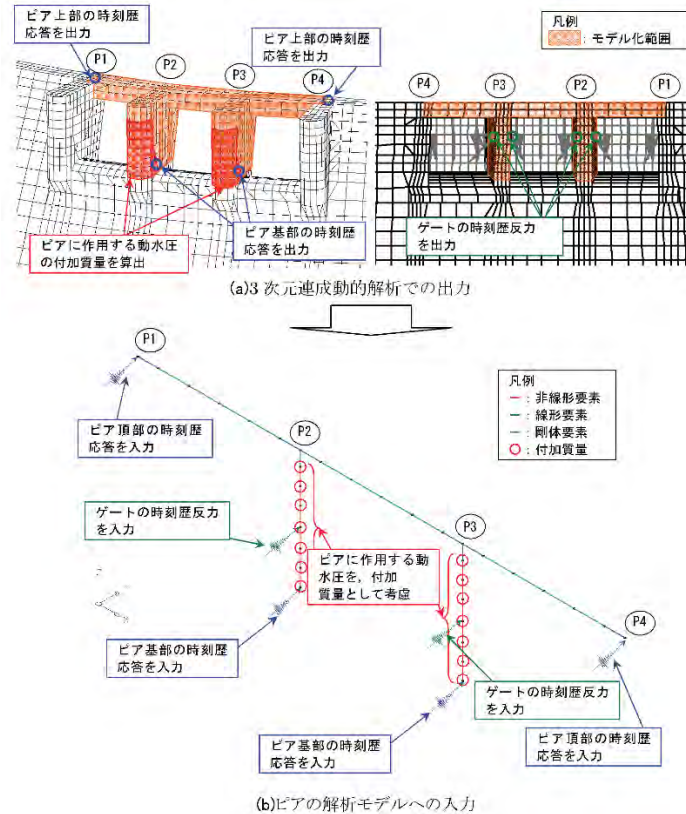


図 5.3.2-9 ピアの解析モデル（3次元フレームモデル）への地震荷重の与え方の概念図 1) P. 2-184

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。

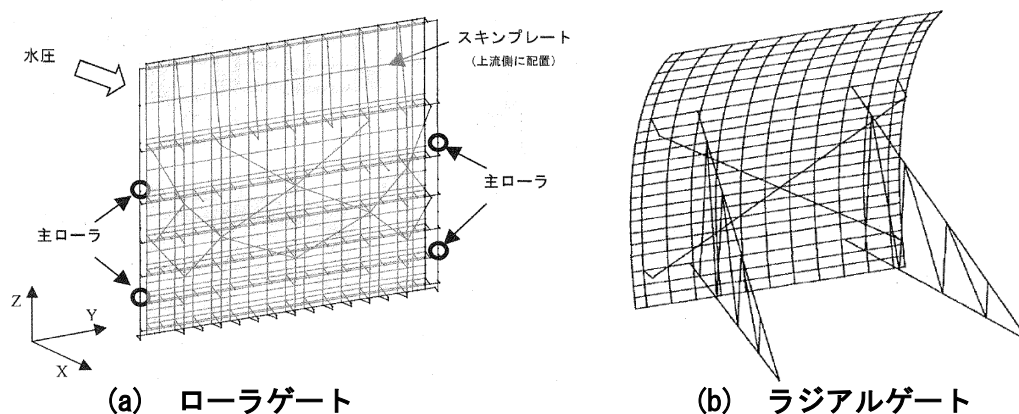


図 5.3.3-1 フレームモデル 2) P. 155, 166

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。）

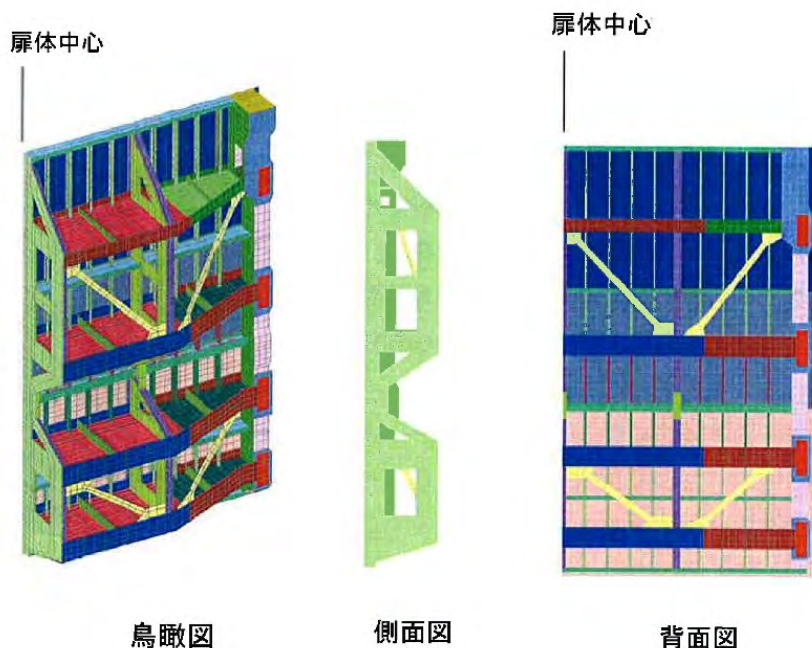


図 5.3.3-2 シェルモデル（ローラゲート）

9) P. 1-21

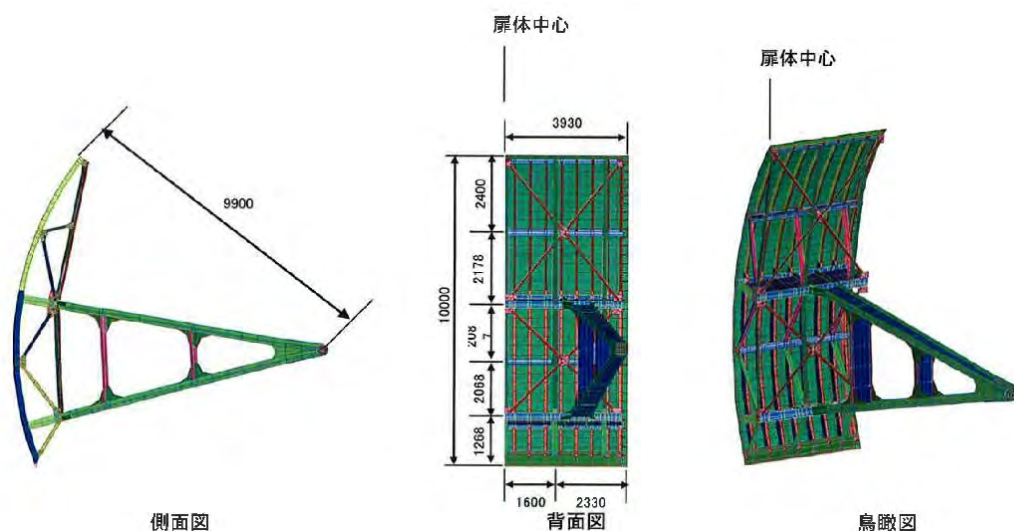


図 5.3.3-3 シェルモデル（ラジアルゲート）

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。

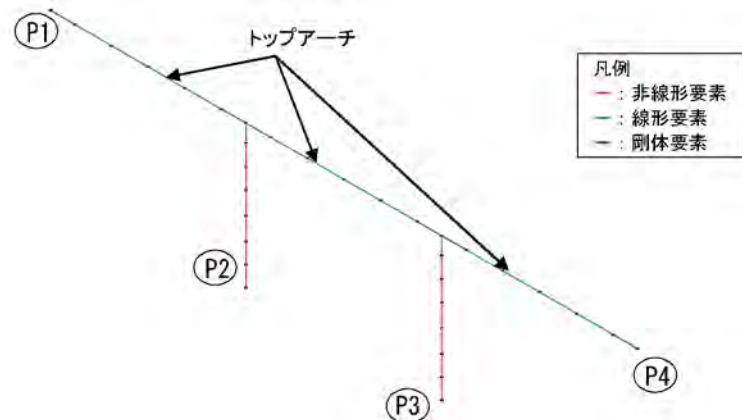


図 5.3.3-4 フレームモデル（ピア+天端橋梁） 1)P. 2-160

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。

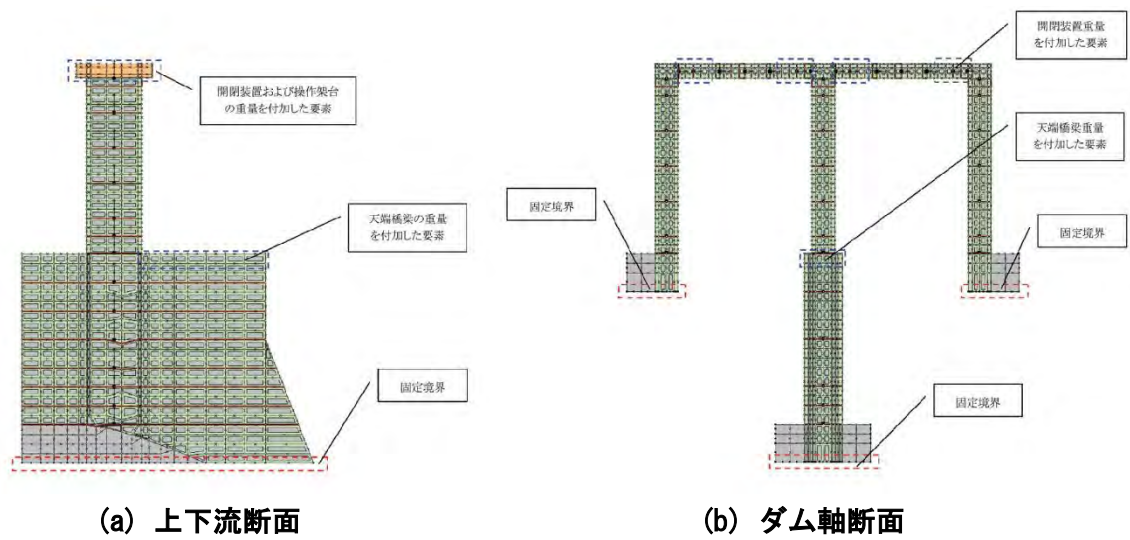


図 5.3.3-5 2次元平面モデル（ピア） 1)P. 2-122

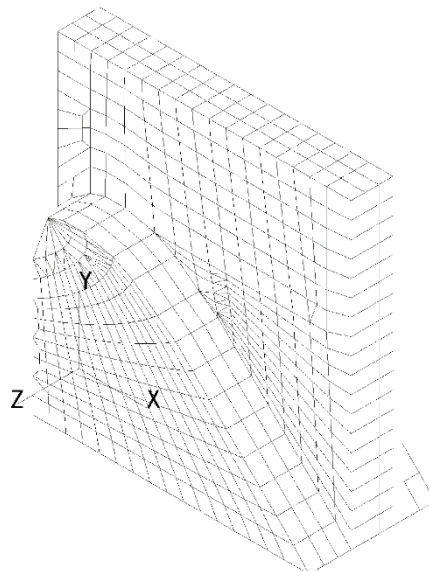


図 5.3.3-6 3次元ソリッドモデル（ピア単体） 2)P. 181

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

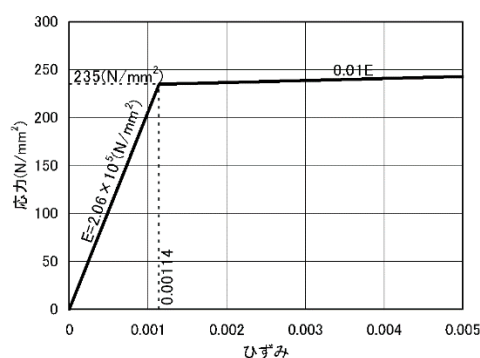


図 5.3.3-7 鋼材の応力—ひずみ関係の設定例（非線形） 1)P. 2-161

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。

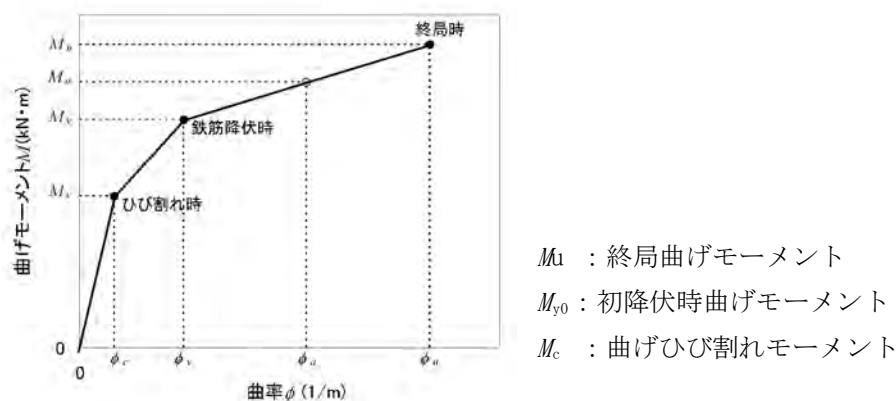


図 5.3.3-8 M ～ ϕ モデル 1)P. 2-162

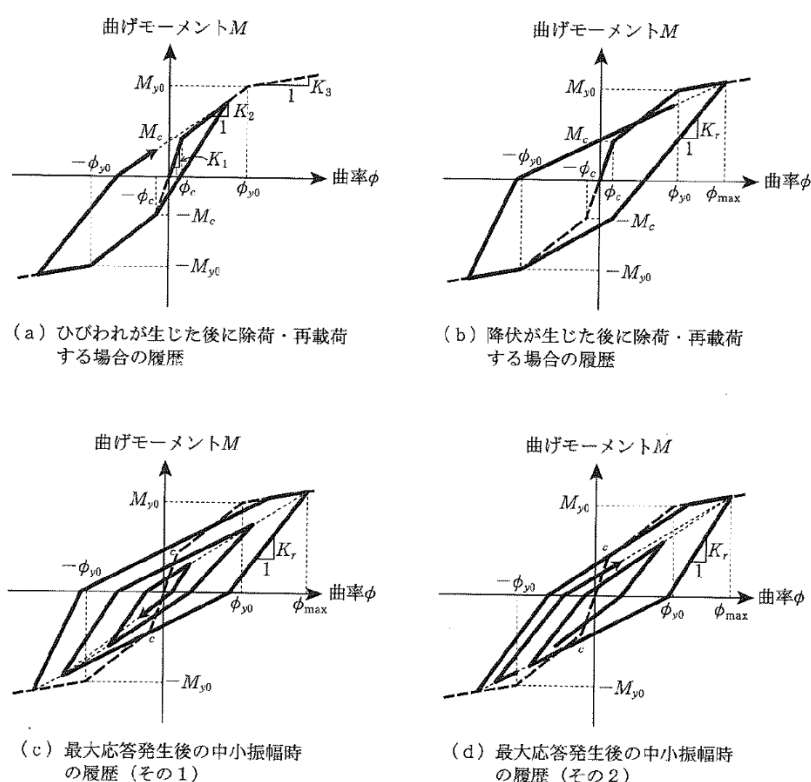


図 5.3.3-9 Takeda モデル 7)P. 334

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。

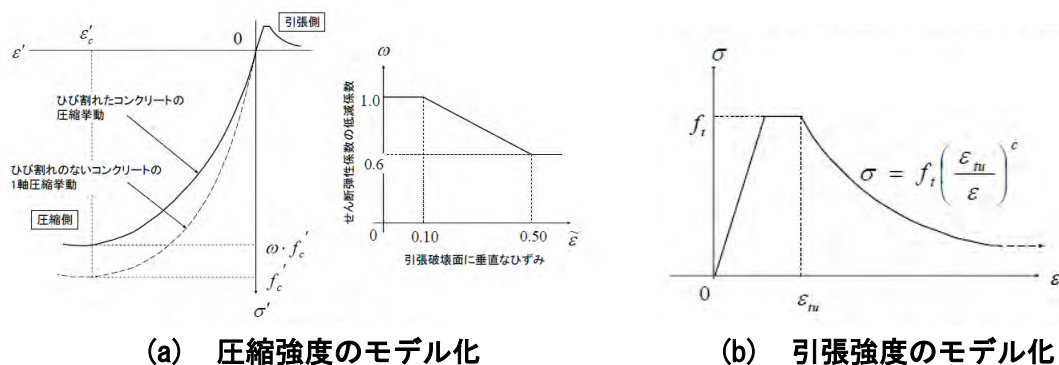


図 5.3.3-10 コンクリートの非線形特性のモデル化

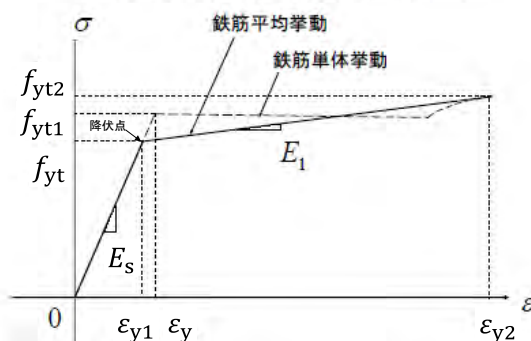


図 5.3.3-11 鉄筋引張挙動のモデル化

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。

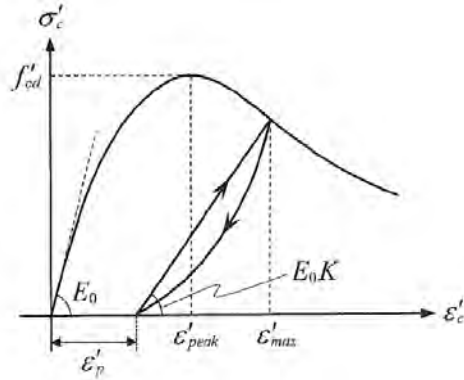


図 5.3.3-12 コンクリートの簡略化した一軸圧縮応力-ひずみ関係 8) P. 487

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

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

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

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

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。

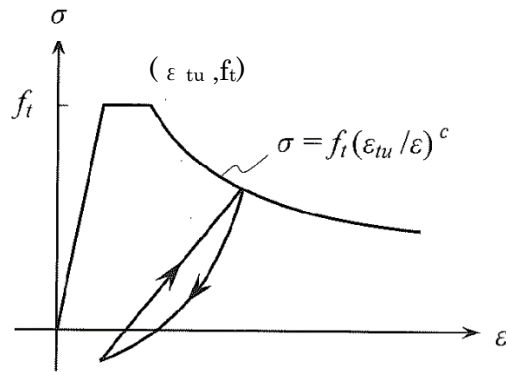


図 5.3.3-13 鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した引張応力-ひずみ関係 8)P.484

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

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。

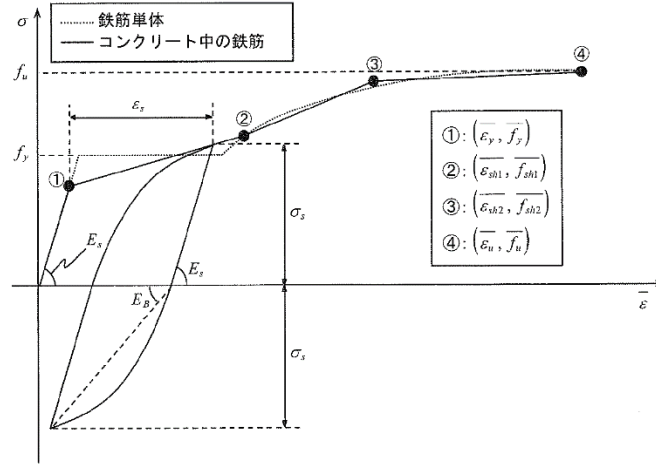


図 5.3.3-14 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係 8) P. 493

骨格曲線

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

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

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

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

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

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

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

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

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。

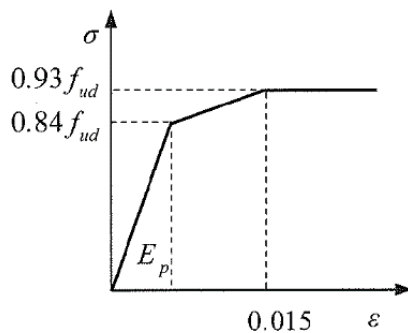
(b) 鉄筋単体の応力ひずみ関係

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

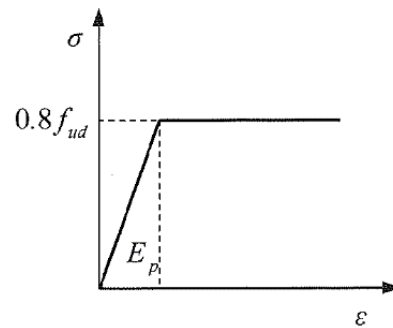
ここに、 σ : 鉄筋応力 ε : 鉄筋ひずみ E_s : 鉄筋ヤング率 (N/mm²)

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

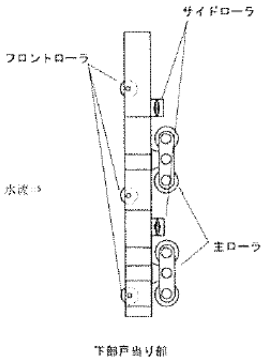
境界条件は、実際の扉体の支持条件や各戸当り部構造等を考慮して適切に設定する。

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

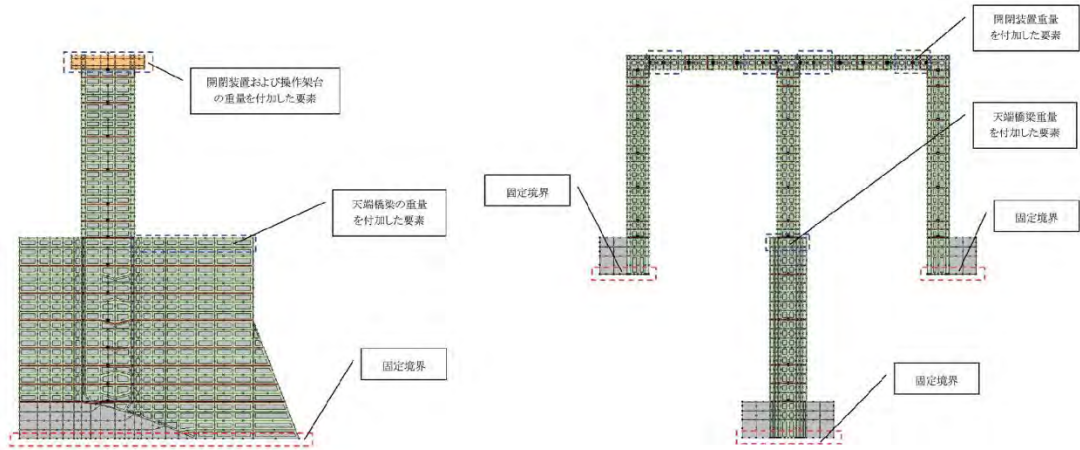
部位	変位			回転		
	X 軸方向	Y 軸方向	Z 軸方向	X 軸まわり	Y 軸まわり	Z 軸まわり
下部戸当り部	自由	固定	非線形ばね 注1)	自由	自由	自由
トラニオンピン	剛ばね 注2)	固定	剛ばね 注2)	固定	剛ばね 注2)	自由
側面	自由	固定	自由	自由	自由	自由

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]

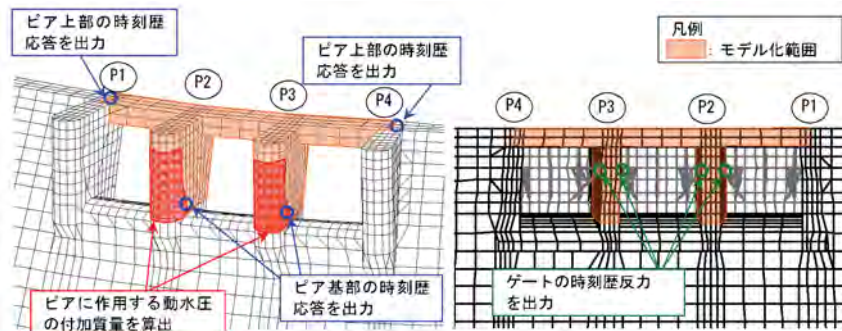
(2) ピア

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。

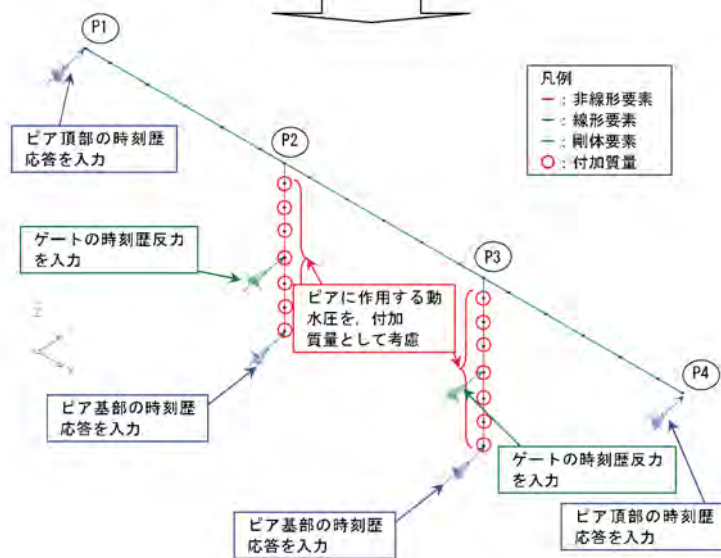


(a) 上下流断面 (b) ダム軸断面

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。

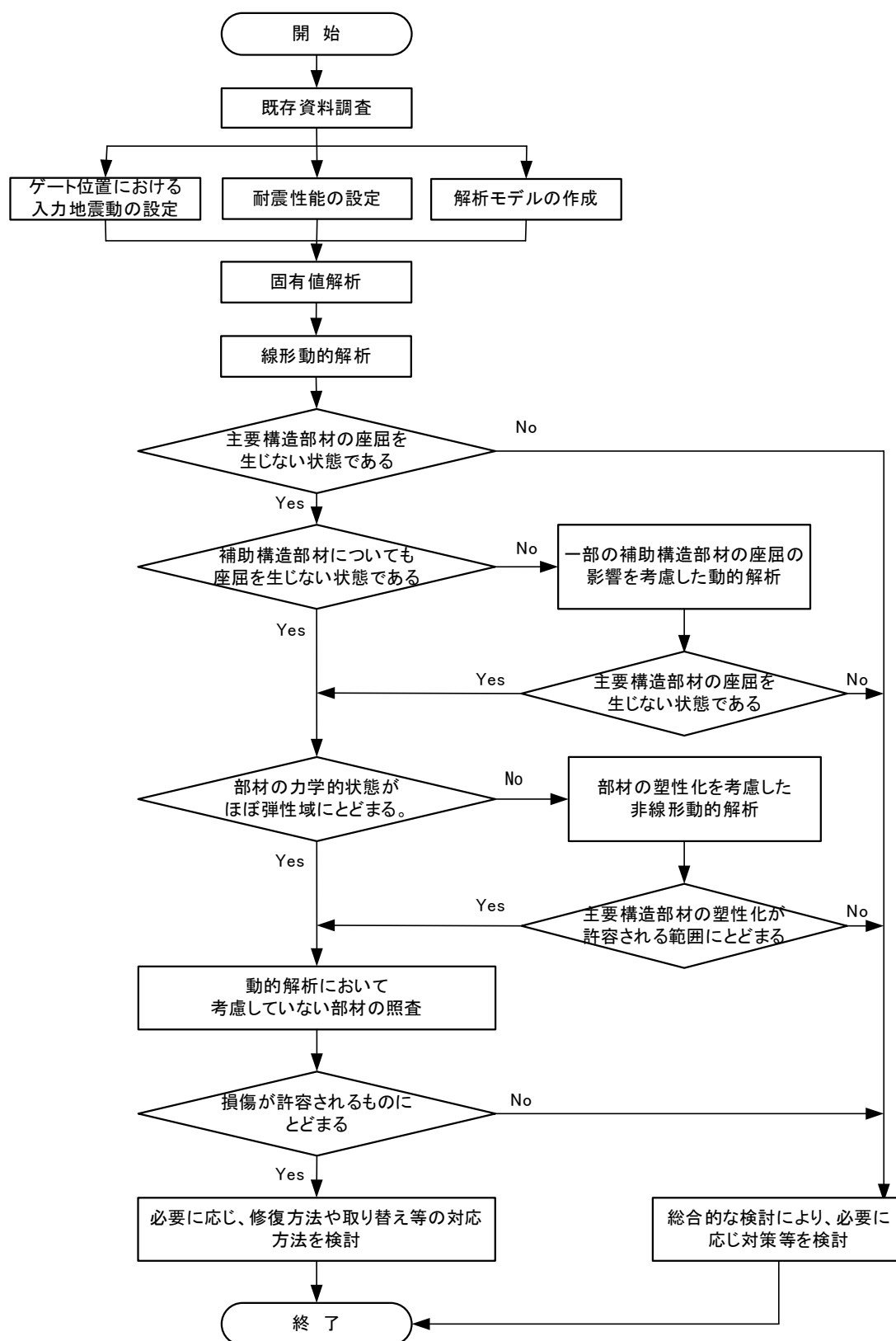


図 5.3.4-1 洪水吐ゲートの照査フロー

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。

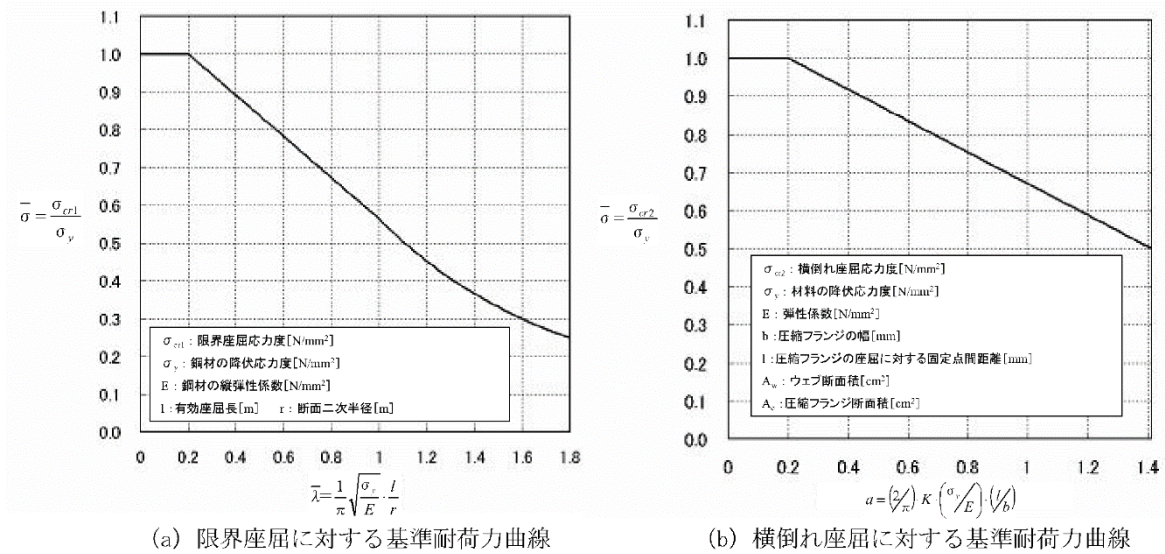


図 5.3.4-2 基準耐荷力曲線 2) P. 86

(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	$\frac{\ell}{r} \leq 20$: 120		$\frac{\ell}{r} \leq 15$: 160		$\frac{\ell}{r} \leq 14$: 180	
圧縮部材 ℓ : 部材の有効座屈長(mm)	$20 < \frac{\ell}{r} \leq 93$: $120 - 0.75(\frac{\ell}{r} - 20)$	左記応力度の 0.92倍とする	$15 < \frac{\ell}{r} \leq 80$: $160 - 1.12(\frac{\ell}{r} - 15)$	左記応力度の 0.94倍とする	$14 < \frac{\ell}{r} \leq 76$: $180 - 1.33(\frac{\ell}{r} - 14)$	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)	$93 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{1,000,000}{6,700 + (\frac{\ell}{r})^2}$		$80 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{1,000,000}{5,000 + (\frac{\ell}{r})^2}$		$76 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{1,000,000}{4,500 + (\frac{\ell}{r})^2}$	
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	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K}$: 120		$\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$: 160		$\frac{\ell}{b} \leq \frac{7}{K}$: 180	
A_w : 腹板の総断面積(mm ²)	$\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$:	左記応力度の 0.92倍とする	$\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$:	左記応力度の 0.94倍とする	$\frac{7}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$:	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)	$120 - 1.1(K \frac{\ell}{b} - 9)$		$160 - 1.6(K \frac{\ell}{b} - 8)$		$180 - 1.9(K \frac{\ell}{b} - 7)$	
b : 圧縮フランジの幅(mm)	ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ 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

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。

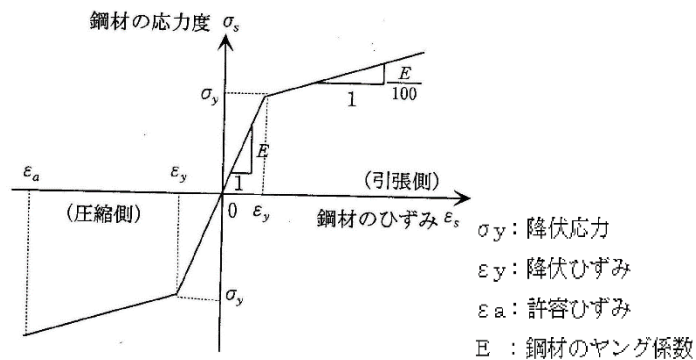


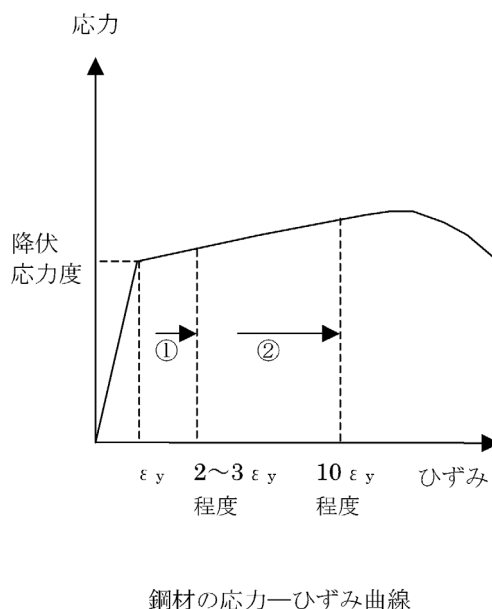
図 5.3.4-3 鋼材の応力度-ひずみ曲線
（コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合） 7)P.200

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

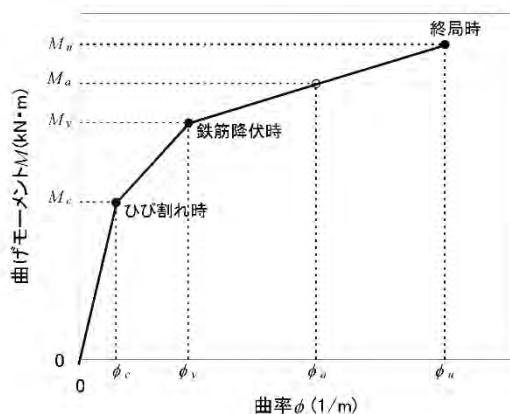
①曲げ破壊に対する許容値

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

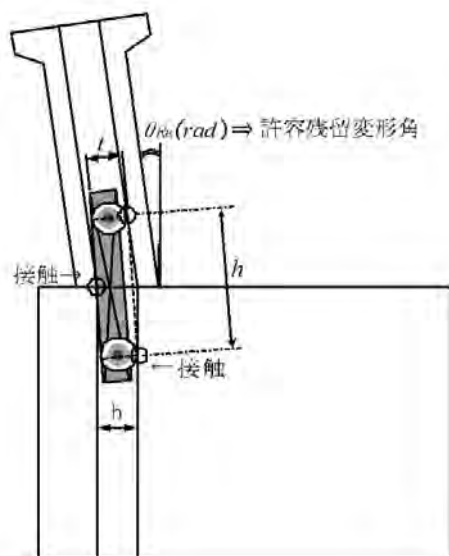


図 5. 3. 4-5 上下流方向の許容残留変形角の算定方法 11)P. 36

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

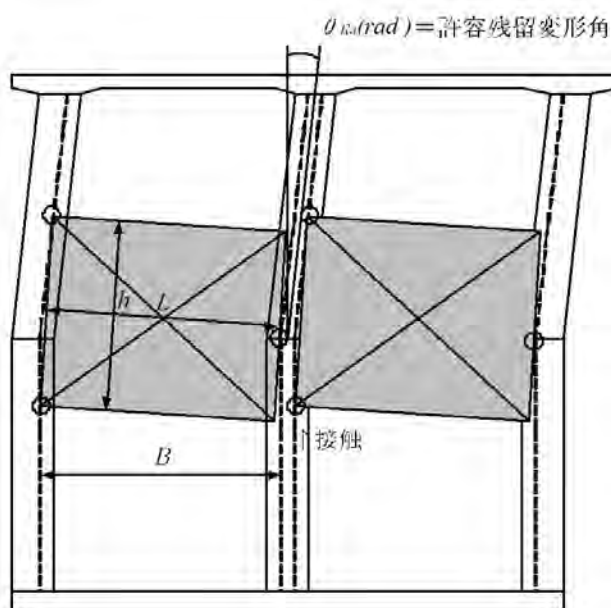


図 5. 3. 4-6 ダム軸方向の許容残留変形角の算定方法 11)P. 36

(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 アンカレッジ

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。

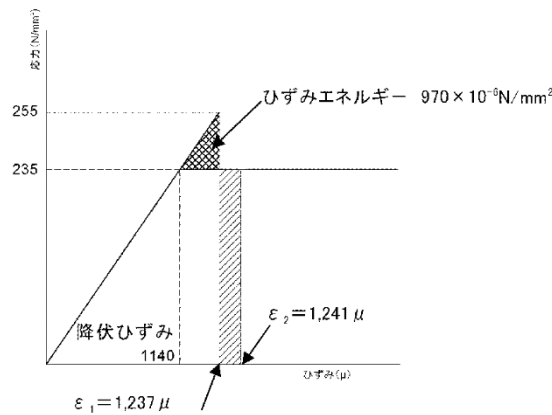


図 5.3.4-7 エネルギー一定則に基づくひずみの算定 1) P. 2-135

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）

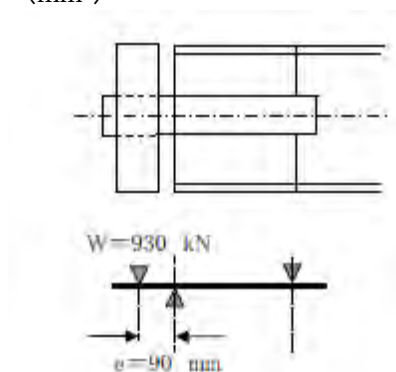


図 5.3.4-8 ローラ軸の構造例

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)

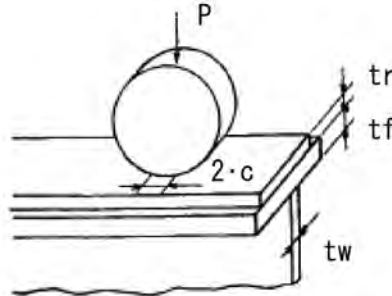


図 5.3.4-9 ローラレールの接触部

(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

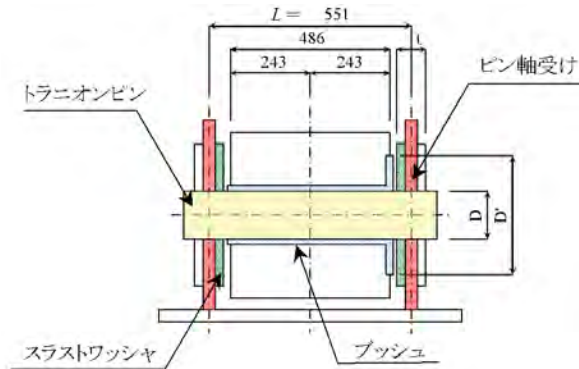


図 5.3.4-10 トラニオンの例

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。

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

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

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

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)

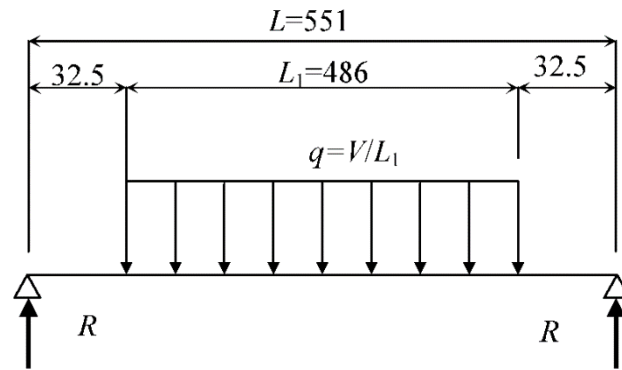


図 5.3.4-11 トラニオンピンの断面力算定条件例

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

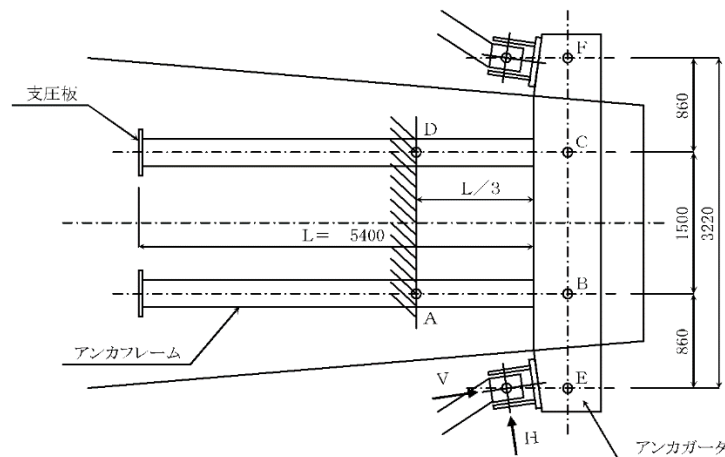


図 5.3.4-12 アンカレッジの例

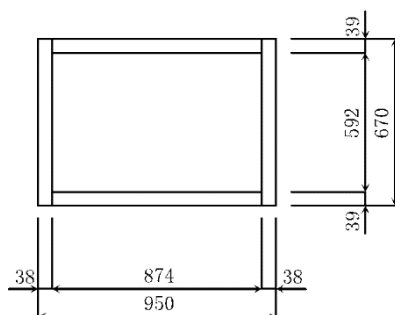


図 5.3.4-13 アンカガードの断面形状例

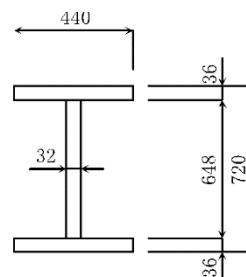


図 5.3.4-14 アンカフレームの断面形状例

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。

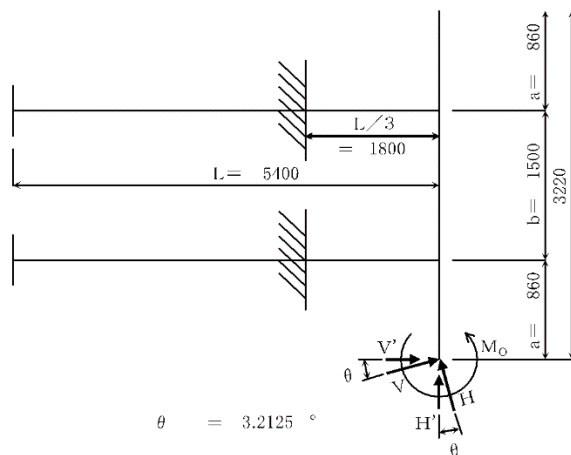


図 5.3.4-15 アンカガーダの断面力算定条件例

$$M = V'a + M_0$$

$$S = V'$$

$$N = H'$$

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

V' ：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。

$$\sigma_{gt} = \frac{M}{Z} - \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{gc} = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A}$$

$$\tau_g = \frac{S}{A_{gweb}}$$

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

τ_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。

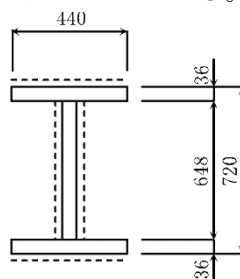
$$\sigma_{fc} = \frac{N}{A_f} \leq \sigma_{ck}$$

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。

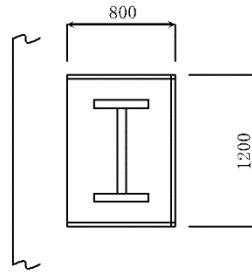
$$\sigma_{ES} = \frac{N}{A_{fB}}$$

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。

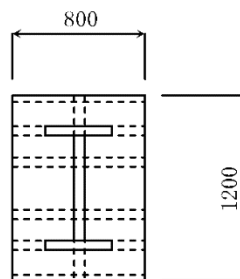


図 5.3.4-18 コンクリートの支圧抵抗面積（算定例）

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

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。

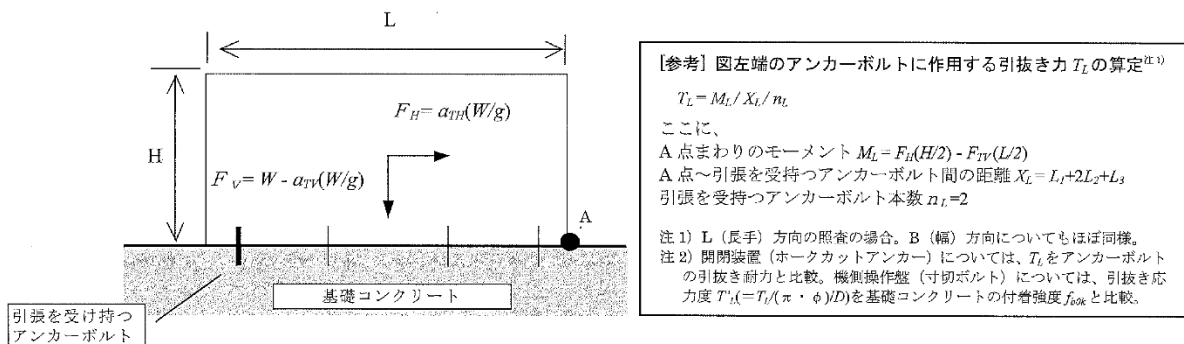


図 5.3.4-19 アンカボルトの引抜きに対する照査の概要 2) P. 185

第 6 章 参考資料

6.1 付帯施設の耐震性能照査事例

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

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

6.1.1 独立塔型取水設備(取水塔)の耐震性能照査事例

レベル2 地震動に対する独立塔型取水設備(取水塔)の耐震照査事例を示す。

【事例 1-1】鋼製取水塔の照査例(1)

【事例 1-2】鋼製取水塔の照査例(2)

【事例 1-3】鉄筋コンクリート製取水塔の照査例

【事例 1-1】鋼製取水塔の照査例(1)

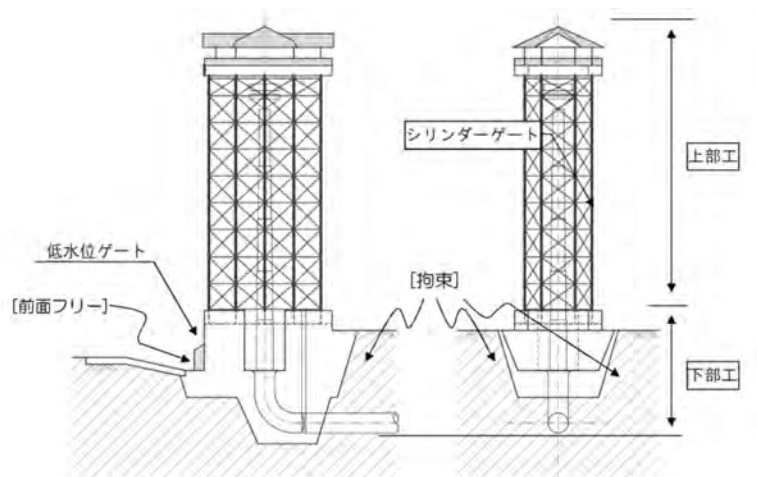
1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.1.1-1 施設諸元

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

< 構造概要 >



< 全景写真 >



2. 照査基準の設定

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

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

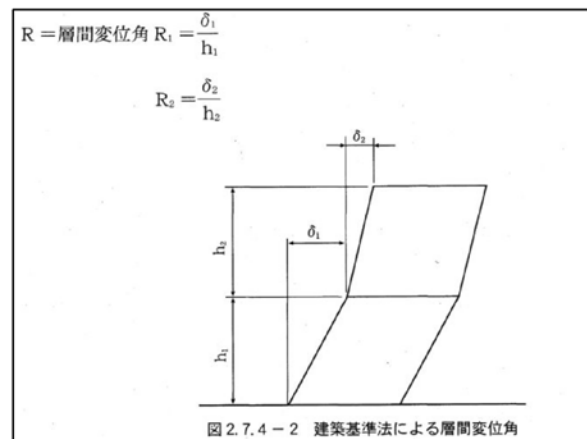


図 6.1.1.1-1 取水塔上部工（鋼構造）の層間変位角 R_i の求め方

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

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

※他地区同構造のダム取水塔（鋼製六角形トラス型）の耐震性能照査業務を参考

3. 解析に用いるレベル2地震動

解析に用いる想定地震波は、ダム堤体の解析に用いた地震波を用いる。

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

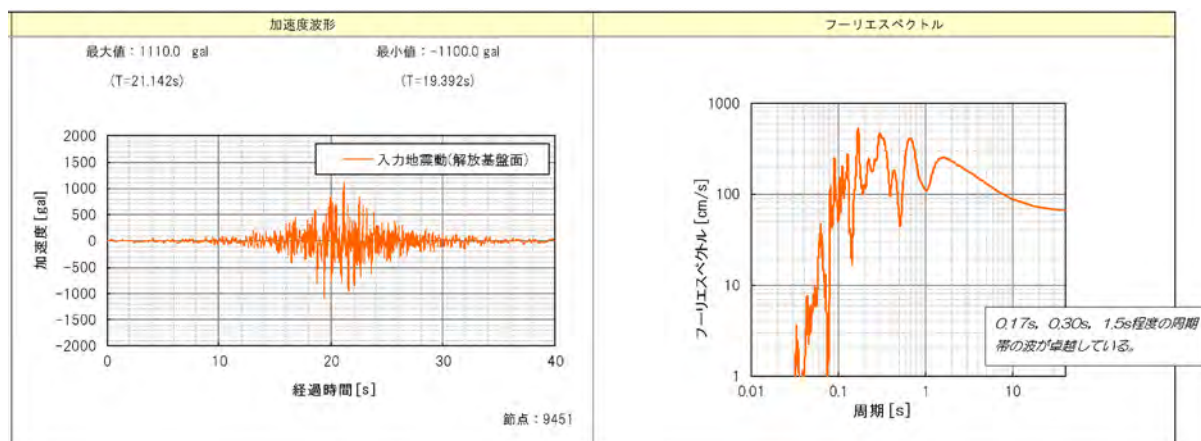


図 6.1.1.1-2 入力地震波の設定

4. 解析モデルの作成

(1) 解析モデル

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

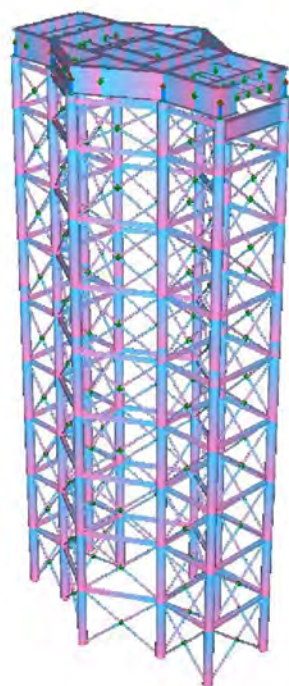
解析における節点条件は、現行の指針「鋼構造物計画設計技術指針（ダム取水・放流設備）改訂版 P.153」に、「解析上の構造系は全節点剛結を基本とするが、水平材の鉛直内面及び斜材については実態構造に合わせた節点条件とする」と記載されている。

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

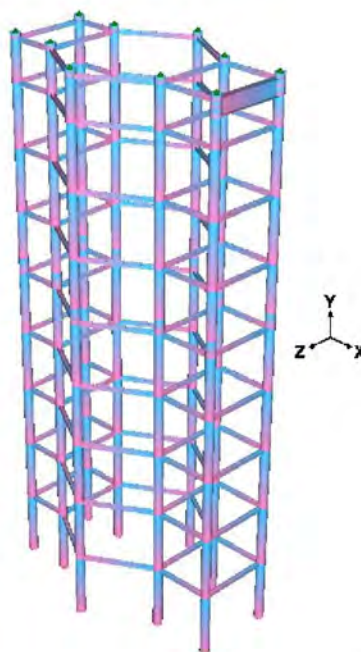
従って、取水塔は共に現行の指針と同様に検討されたと想定されることから、本解析では下表に示す節点条件を与える方針とした。

表 6.1.1.1-3 解析上の構造系設定方針

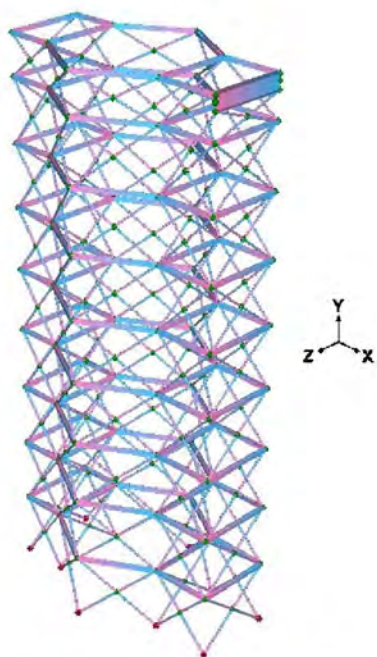
主構造	構造系	設定根拠	備考
塔柱	剛結	全強溶接(断面性能に見合った強度溶接)のため	
水平材	剛結	形状を保持するためラーメン構造とする	
斜材	剛結	設計思想に準じ剛結を基本とする。	
管理橋	考慮しない	基本的に地山の拘束を受けない構造とするため	支点反力のみ考慮



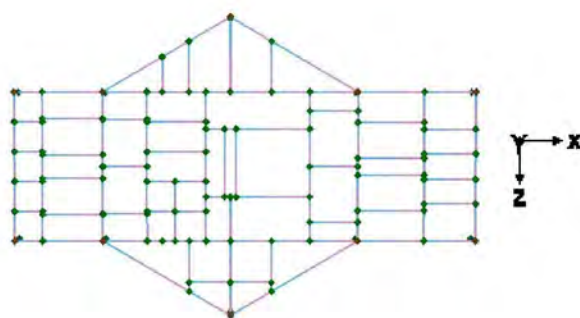
(モデル全体図)



(塔柱と水平桁を抽出し表示)



(斜材と水平桁を抽出し表示)



(塔上梁を抽出し表示)

図 6.1.1.1-3 解析モデル図

(2) 固有値解析

1) 概要

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

5.6 動的解析法

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

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

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

固有値解析により高次モードが卓越する場合には「動的解析」を適用する。

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

2) 固有値解析結果

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

表 6.1.1.1-4 固有値解析結果一覧
(A ダム取水塔)

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

※X軸：管理橋方向，Z軸：橋軸直交方向，Y軸：鉛直方向

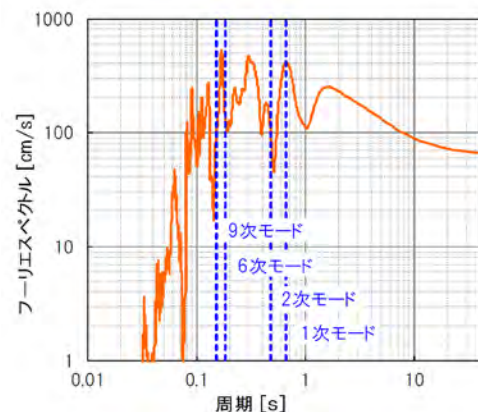


図 6.1.1.1-4 卓越周期と固有周期の関係

5. 地震応答解析の条件

(1) 解析方針

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

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

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

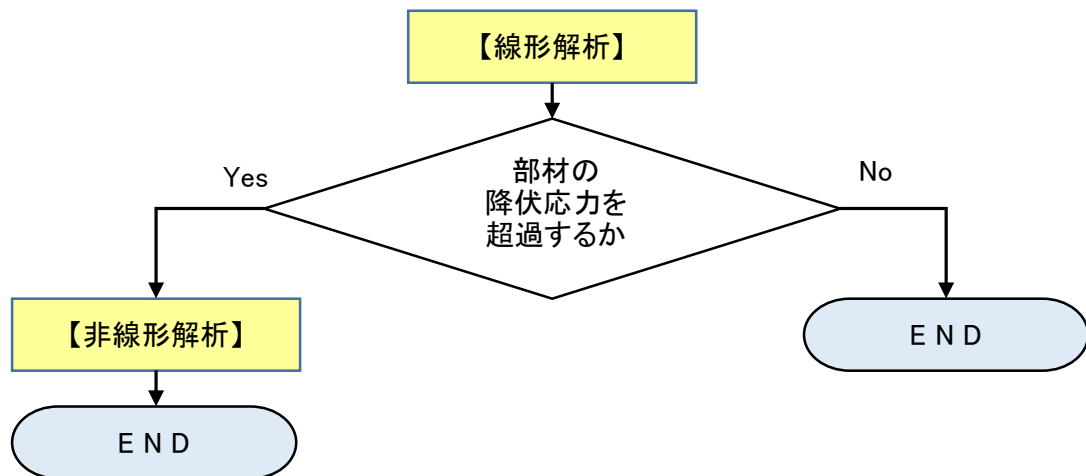


図 6.1.1.1-5 解析フローチャート

(2) 構成部材について

取水塔を構成する主な部材の使用材料を下表に示す。

表 6.1.1.1-5 主要部材の材料

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

(3) 許容応力度の設定

各部材の限界状態は、上部工は鋼材の材料強度に継手効率を乗じた値とした。

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

表 6.1.1.1-6 照査基準の設定

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

合成応力度に対する許容応力度については、10%割り増しする。

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

出典：ダム・堰施設設計基準 p94

表 6.1.1.1-7 各部材の許容応力度

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

(4) 許容ひずみの設定

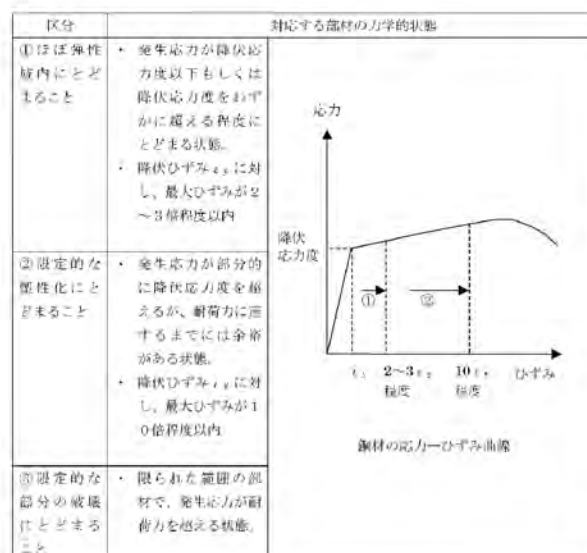
塔体のひずみの照査は、【国総研資料 No. 244】を参考に、降伏ひずみの3倍（応答塑性率=3.0）と設定した。

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

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

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

表—1.17.1 鋼部材に許容される限界の状態とその具体的な範囲の目安



出典：国総研資料No244 pp87-88

表 6.1.1.1-8 各部材の許容ひずみ

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

(5) 下部工の照査

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

なお、A ダム取水塔の基礎形状より、基礎支点の設定は以下のとおりとした。

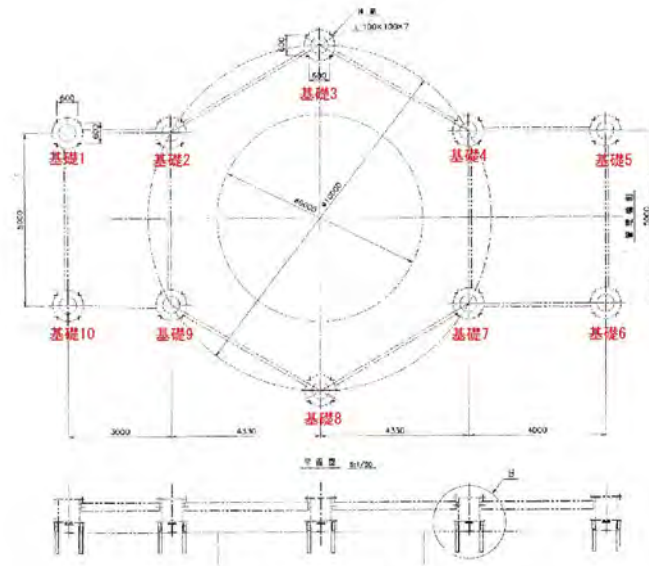


図 6.1.1.1-6 基礎支点の設定

6. 線形解析結果

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

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

【Case1 橋軸方向】

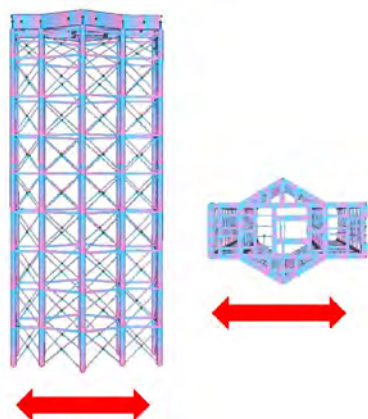


図 6.1.1.1-7 地震動の入力方向

表 6.1.1.1-9 部材の照査結果概要（橋軸方向）

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

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

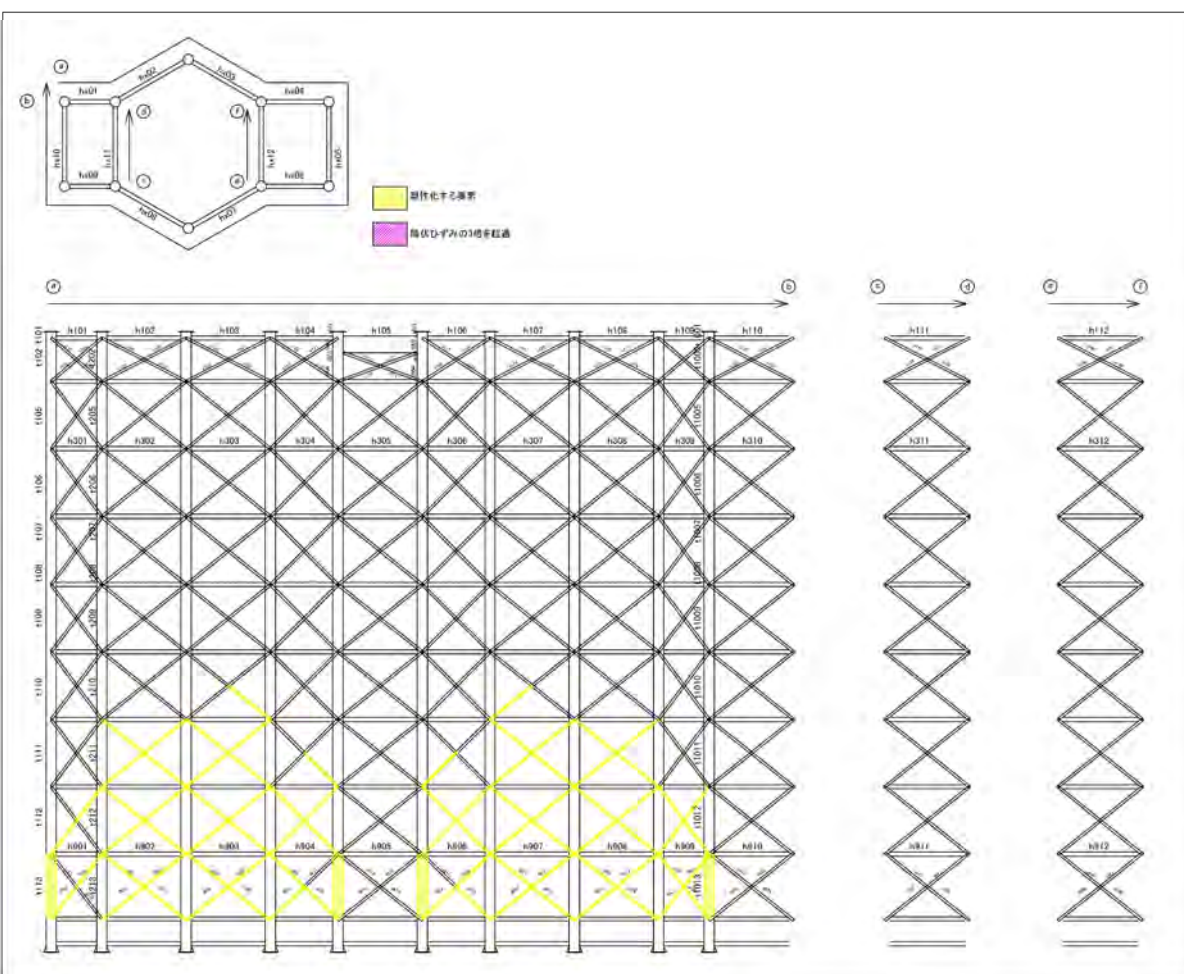


図 6.1.1.1-8 塑性化の状況

【Case2 橋軸直交方向】

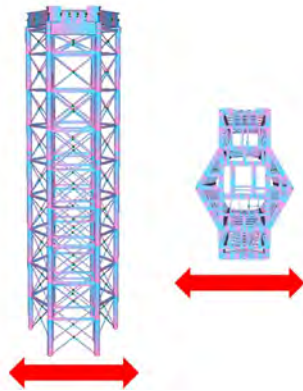


表 6.1.1.1-10 部材の照査結果概要（橋軸直交方向）

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

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

図 6.1.1.1-9 地震動の入力方向



図 6.1.1.1-10 塑性化の状況

7. 非線形解析結果

(1) 解析モデル・条件

非線形解析にはファイバーモデルを用いる。

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

非線形解析の解析モデル及び条件を以下に示す。

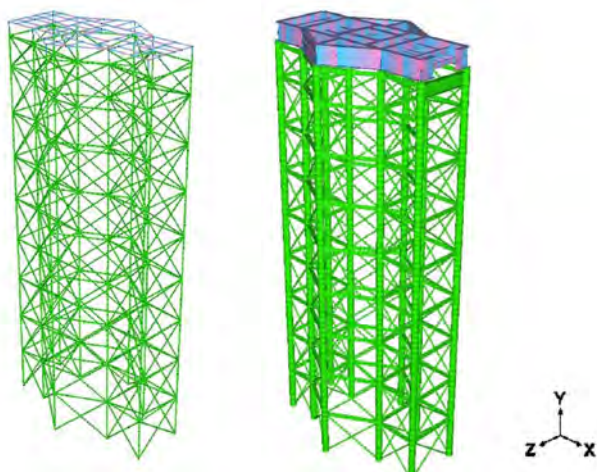


図 6.1.1.1-11 架構モデル、基部固定端（左図）

図 6.1.1.1-12 架構モデルをソリッド表示（右図）

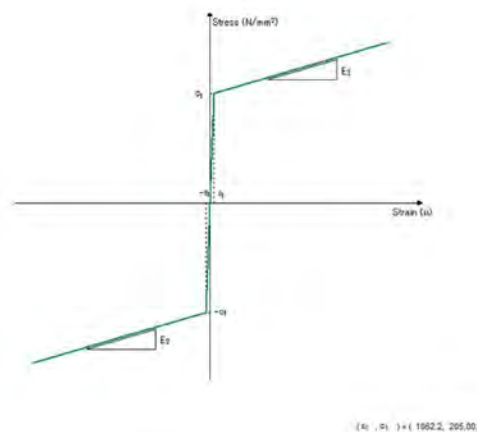


図 6.1.1.1-13 主塔の材料の応力-ひずみの関係

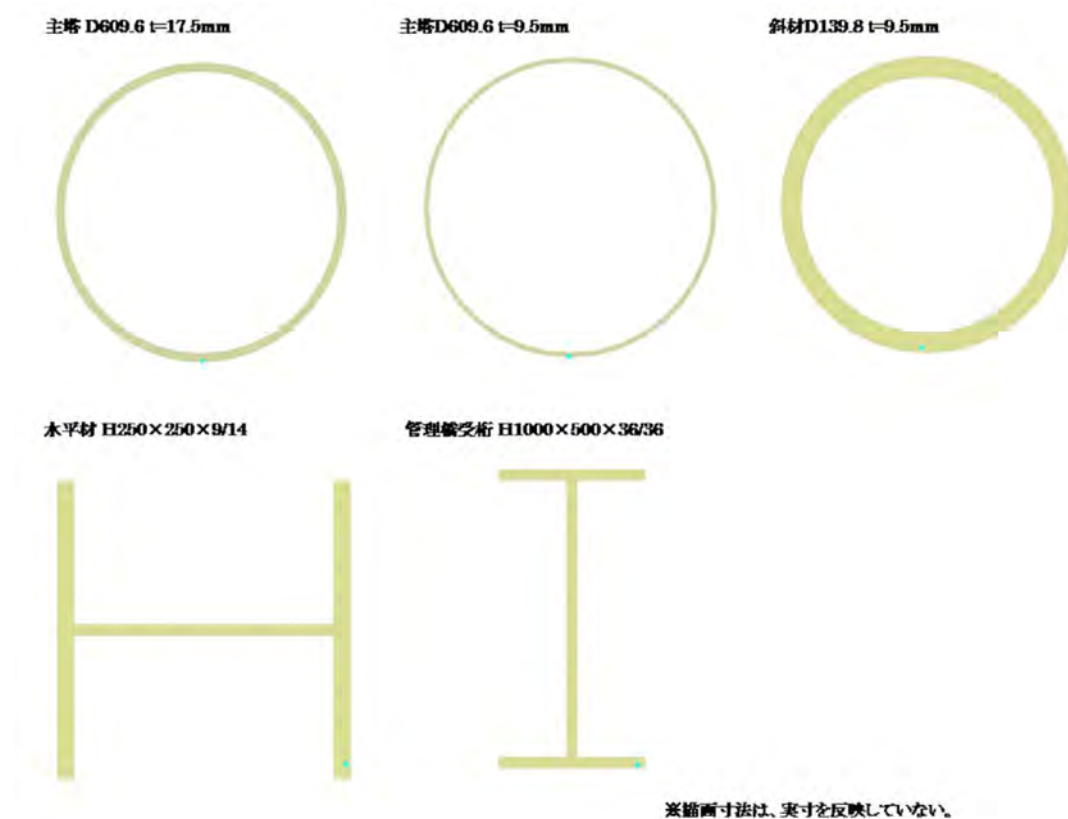


図 6.1.1.1-14 部材メッシュ図

(2) 解析結果

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

【Case1 橋軸方向】

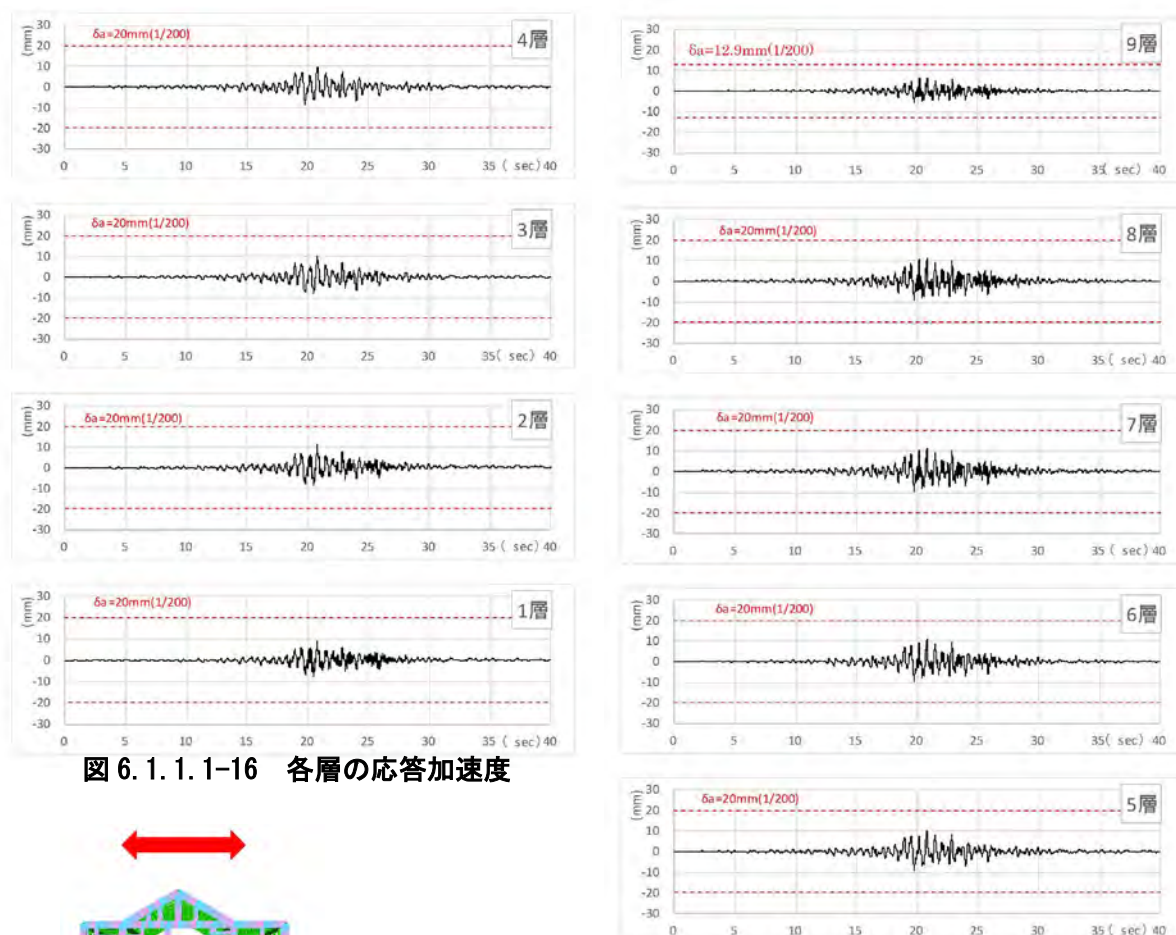


図 6.1.1.1-16 各層の応答加速度

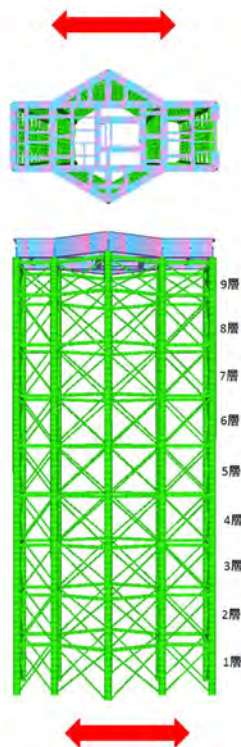


図 6.1.1.1-15 地震動の入力方向

表 6.1.1.1-11 層間変位照査結果(橋軸方向)

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

【Case2 橋軸直交方向】

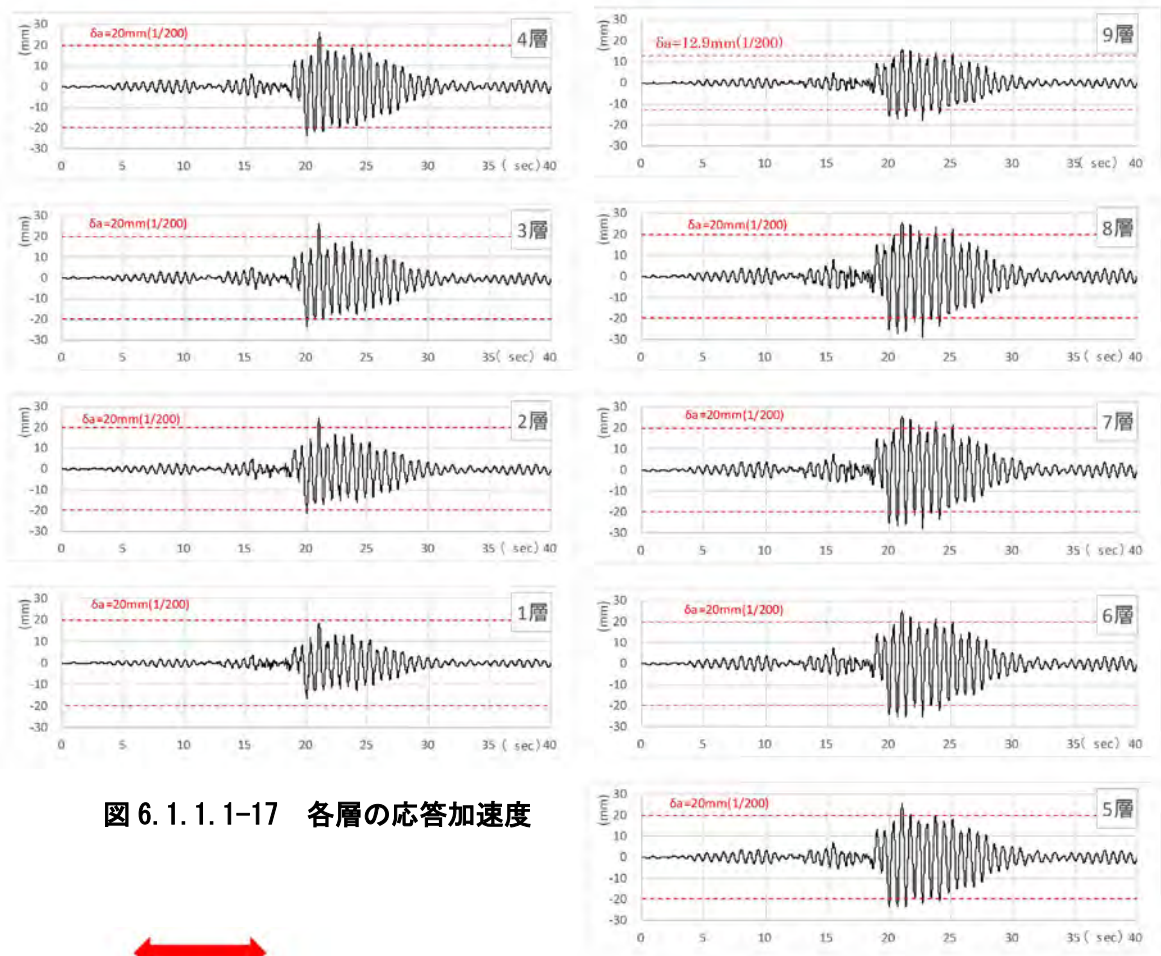


図 6.1.1.1-17 各層の応答加速度

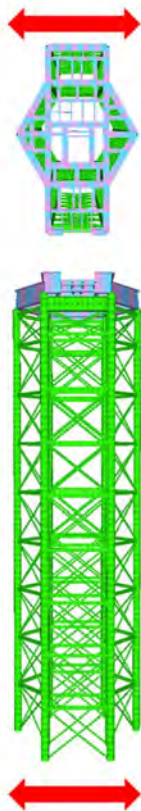


図 6.1.1.1-18 地震動の入力方向

表 6.1.1.1-12 層間変位照査結果(橋軸直交方向)

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

8. コンクリート基礎の照査

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

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

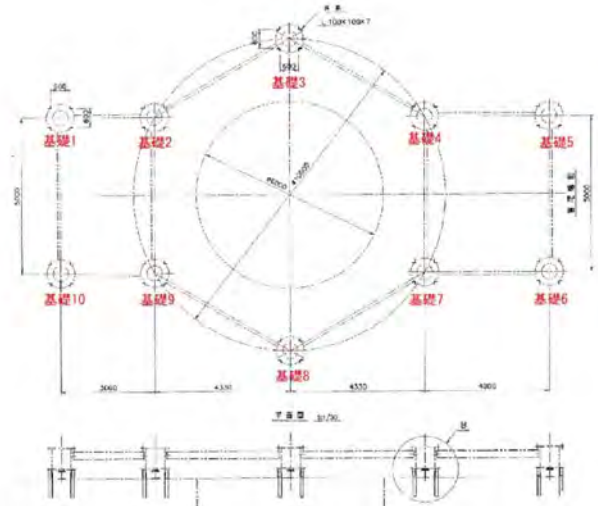


図 6.1.1.1-19 基礎支点の設定

【Case1 橋軸方向】

表 6.1.1.1-13 コンクリート基礎の照査(橋軸方向)

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

【Case2 橋軸直交方向】

表 6.1.1.1-14 コンクリート基礎の照査(橋軸直交方向)

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

9. 耐震照査結果の評価

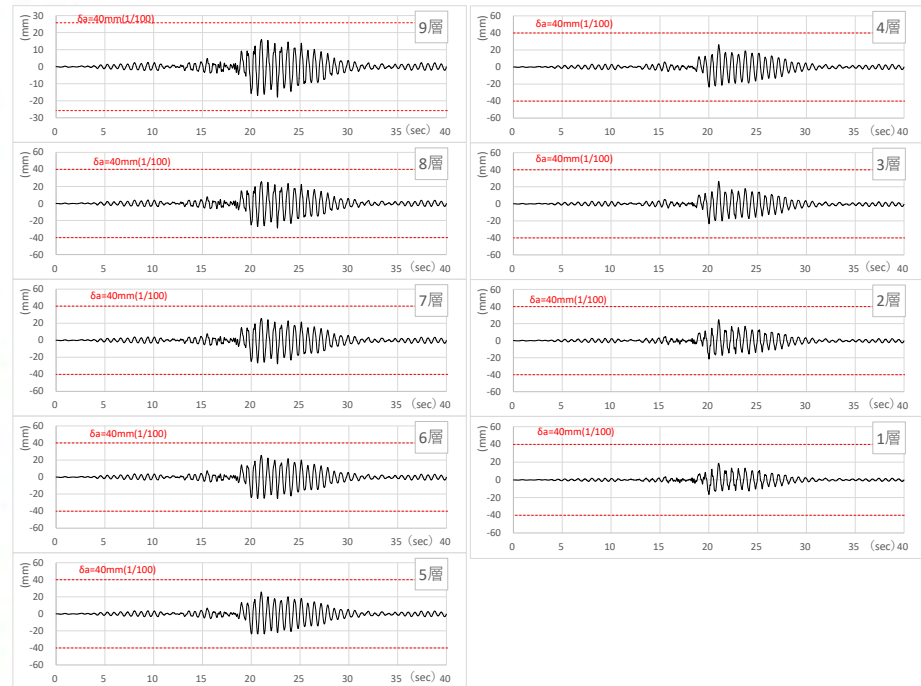
本取水塔の耐震照査結果を以下に示す。

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

【補足解説】

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

【Case2 橋軸直交方向】



残留変位（層間変形角）の照査（許容値1/100の場合）

残留変位（層間変形角）
照査結果（許容値 1/100）

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

【事例 1-2】鋼製取水塔の照査例 (2)

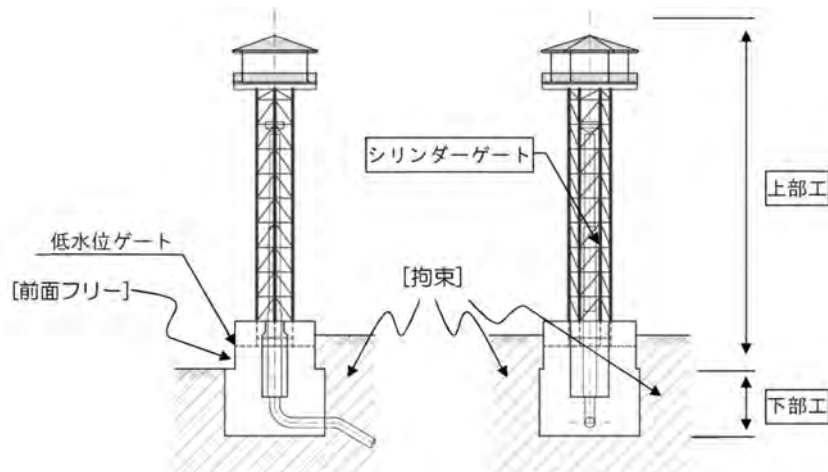
1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.1.2-1 施設諸元

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

< 構造概要 >



< 全景写真 >



2. 照査基準の設定

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

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

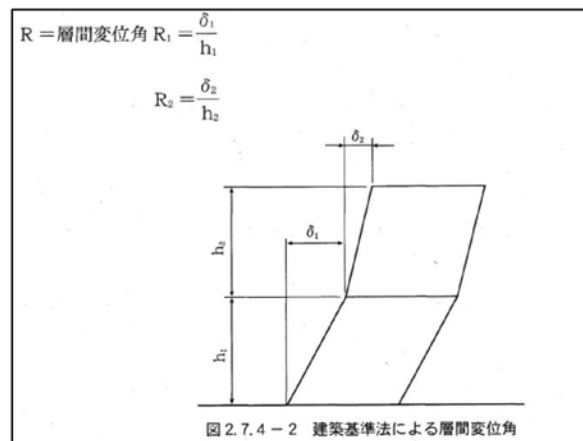


図 6.1.1.2-1 取水塔上部工（鋼構造）の層間変位角 R_i の求め方

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

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

※他地区同構造のダム取水塔（鋼製六角形トラス型）の耐震性能照査業務を参考

3. 解析に用いるレベル2地震動

解析に用いる想定地震波は、ダム堤体の解析に用いた地震波を用いる。

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

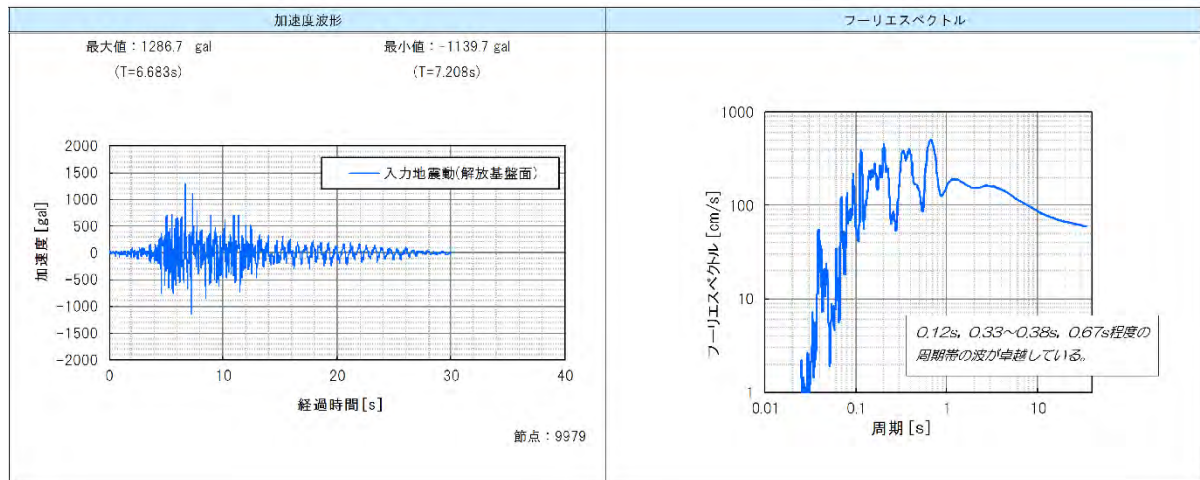


図 6.1.1.2-2 入力地震波の設定

4. 解析モデルの作成

(1) 解析モデル

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

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

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

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

表 6.1.1.2-3 解析上の構造系設定方針

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



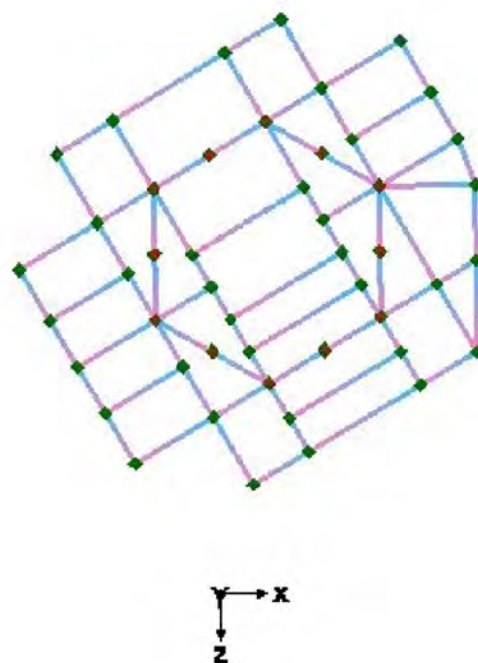
(モデル全体図)



(塔柱と水平桁を抽出し表示)



(斜材と水平桁を抽出し表示)



(塔上梁を抽出し表示)

図 6.1.1.2-3 解析モデル図

(2) 固有値解析

1) 概要

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

5.6 動的解析法

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

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

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

固有値解析により高次モードが卓越する場合には「動的解析」を適用する。

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

2) 固有値解析結果

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

表 6.1.1.2-4 固有値解析結果一覧

(B ダム取水塔)

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

※X 軸：管理橋方向、Z 軸：橋軸直交方向、Y 軸：鉛直方向

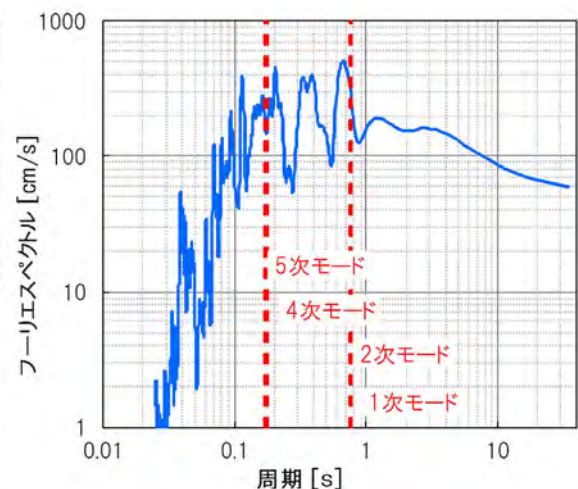


図 6.1.1.2-4 卓越周期と固有周期の関係

5. 地震応答解析の条件

(1) 解析方針

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

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

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

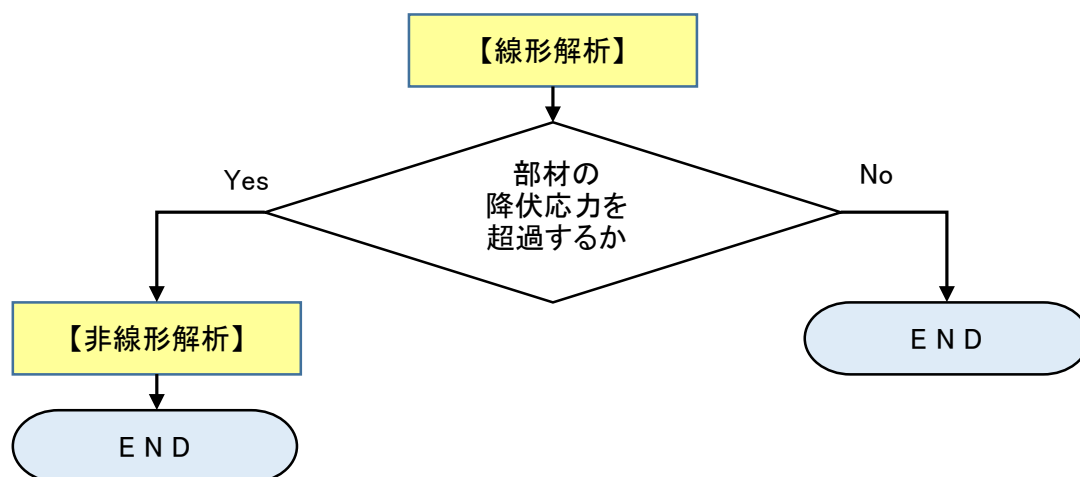


図 6.1.1.2-5 解析フローチャート

(2) 構成部材について

取水塔を構成する主な部材の使用材料を下表に示す。

表 6.1.1.2-5 主要部材の材料

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

(3) 許容応力度の設定

各部材の限界状態は、上部工は鋼材の材料強度に継手効率を乗じた値とした。

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

表 6.1.1.2-6 照査基準の設定

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

合成応力度に対する許容応力度については、10%程度割り増しする。

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

出典：ダム・堰施設設計基準 p94

表 6.1.1.2-7 各部材の許容応力度

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

(4) 許容ひずみの設定

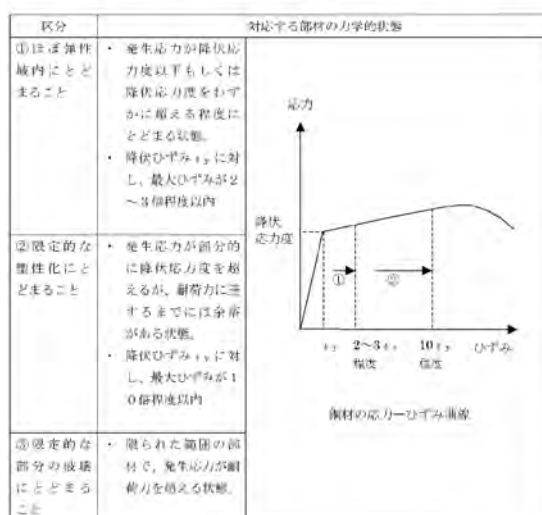
塔体のひずみの照査は、【国総研資料 No. 244】を参考に、降伏ひずみの3倍（応答塑性率=3.0）と設定した。

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

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

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

表-1.17.1 鋼部材に許容される限界の状態とその具体的な範囲の目安



出典：国総研資料No244 pp87-88

表 6.1.1.2-8 各部材の許容ひずみ

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

(5) 下部工の照査

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

なお、Bダム取水塔の基礎形状より、基礎支点の設定は以下のとおりとした。

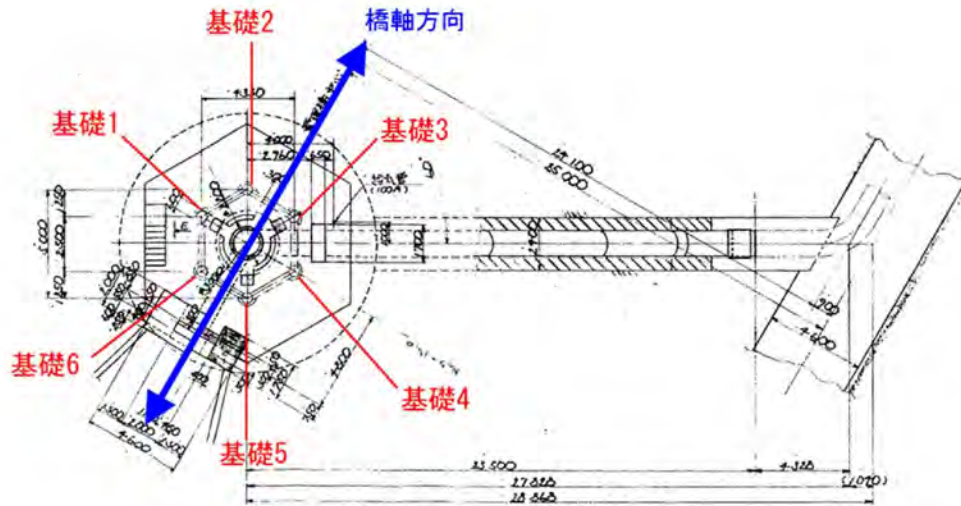


図 6.1.1.2-6 基礎支点の設定

6. 線形解析結果

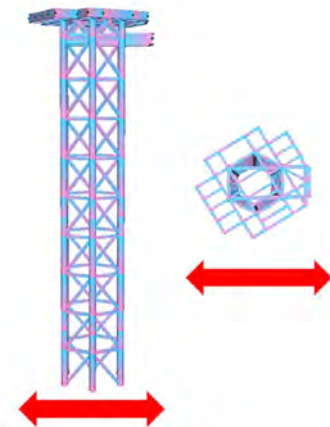
橋軸方向及び橋軸直交方向における線形解析の結果、いずれのケースにおいても部材の塑性化が複数みられた。一方、許容塑性率を超過する部材は見られなかった。

部材の降伏点超過がみられたため、塑性域を考慮した非線形解析を行うこととした。

以下に各ケースの解析結果（概要）を示す。

【Case1 橋軸方向】

表 6.1.1.2-9 部材の照査結果概要（橋軸方向）



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

※許容値についてはダム・堰施設技術基準P94より補正した

※許容塑性率は降伏ひずみの3倍とした

図 6.1.1.2-7 地震動の入力方向

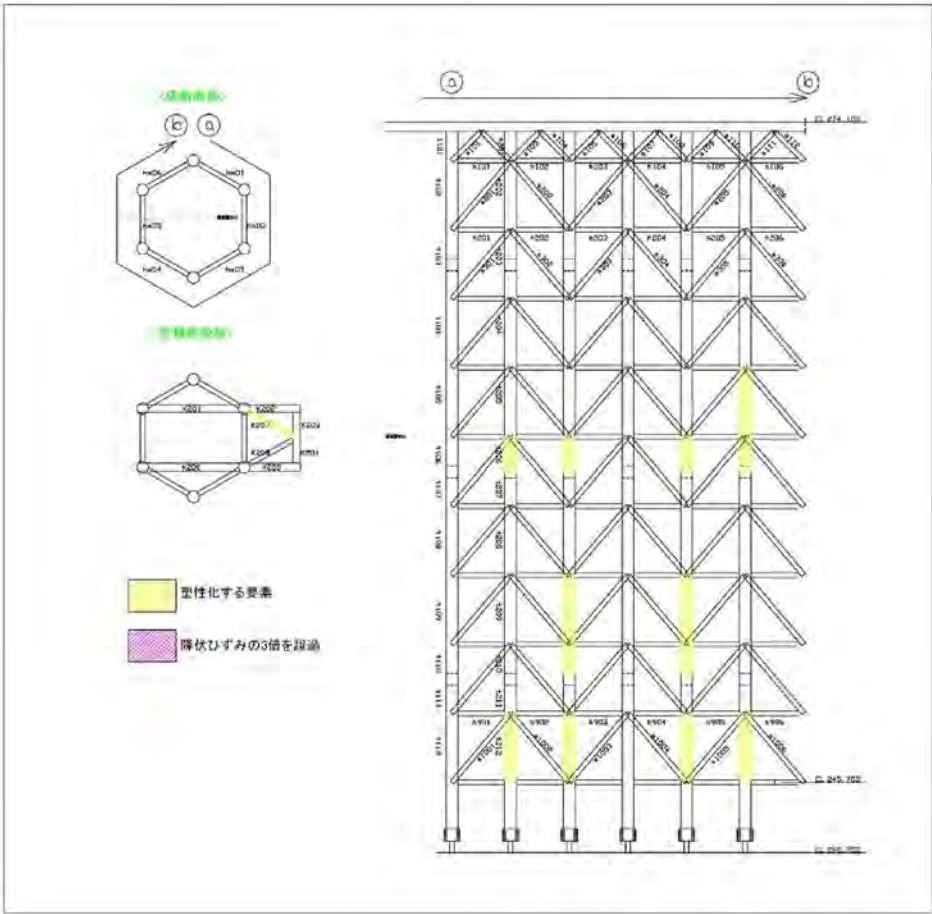


図 6.1.1.2-8 塑性化の状況

【Case2 橋軸直交方向】

表 6.1.1.2-10 部材の照査結果概要（橋軸直交方向）

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

※許容値についてはダム・堰施設技術基準 P94 より補正した

※許容塑性率は降伏ひずみの3倍とした

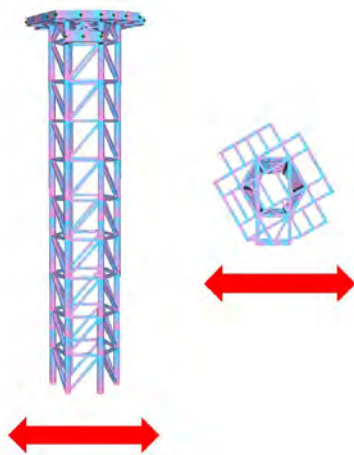


図 6.1.1.2-9 地震動の入力方向

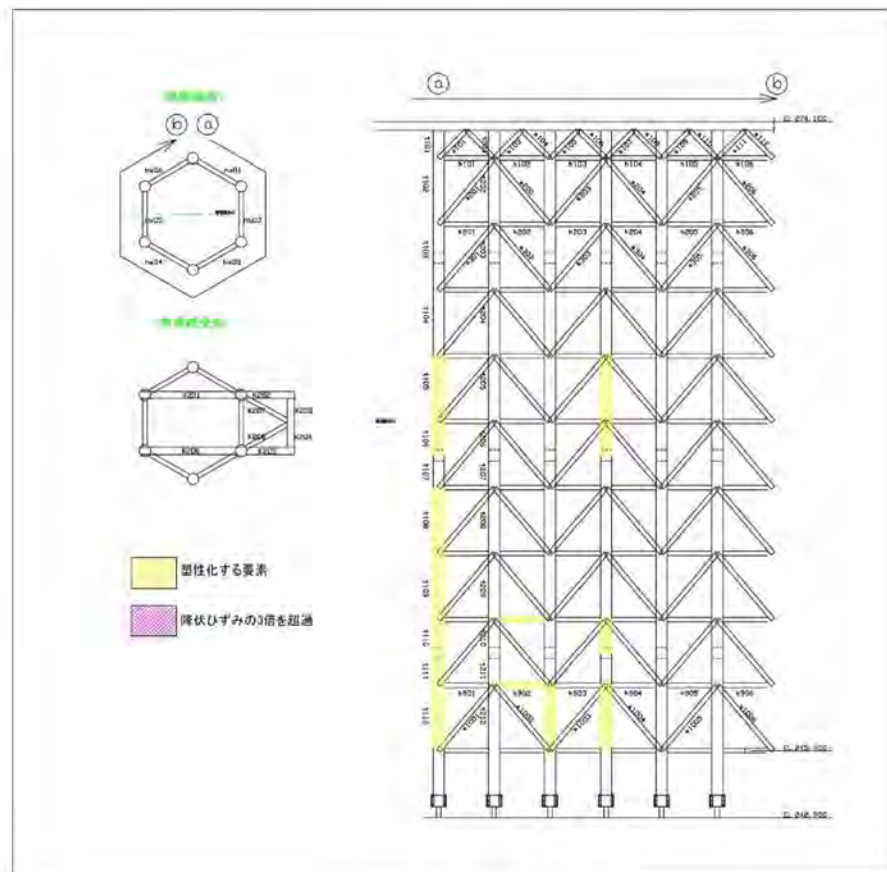


図 6.1.1.2-10 塑性化の状況

7. 非線形解析結果

(1) 解析モデル・条件

非線形解析にはファイバーモデルを用いる。

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

非線形解析の解析モデル及び条件を以下に示す。

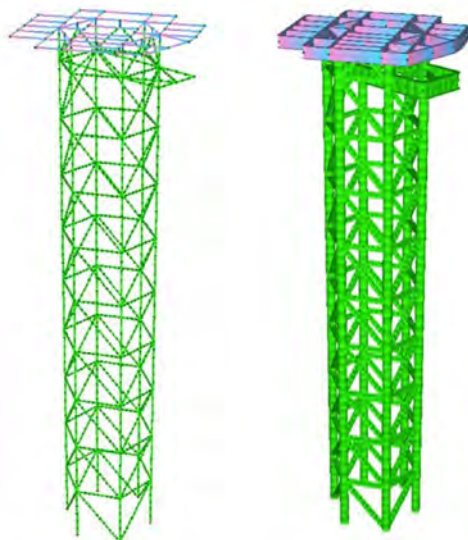


図 6.1.1.2-11 架構モデル、基部固定端（左図）

図 6.1.1.2-12 架構モデルをソリッド表示（右図）

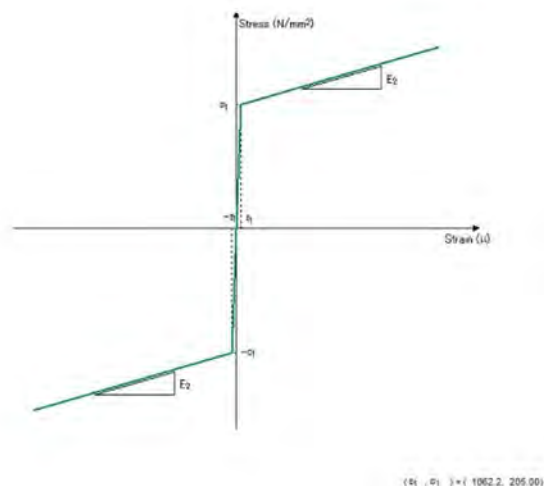
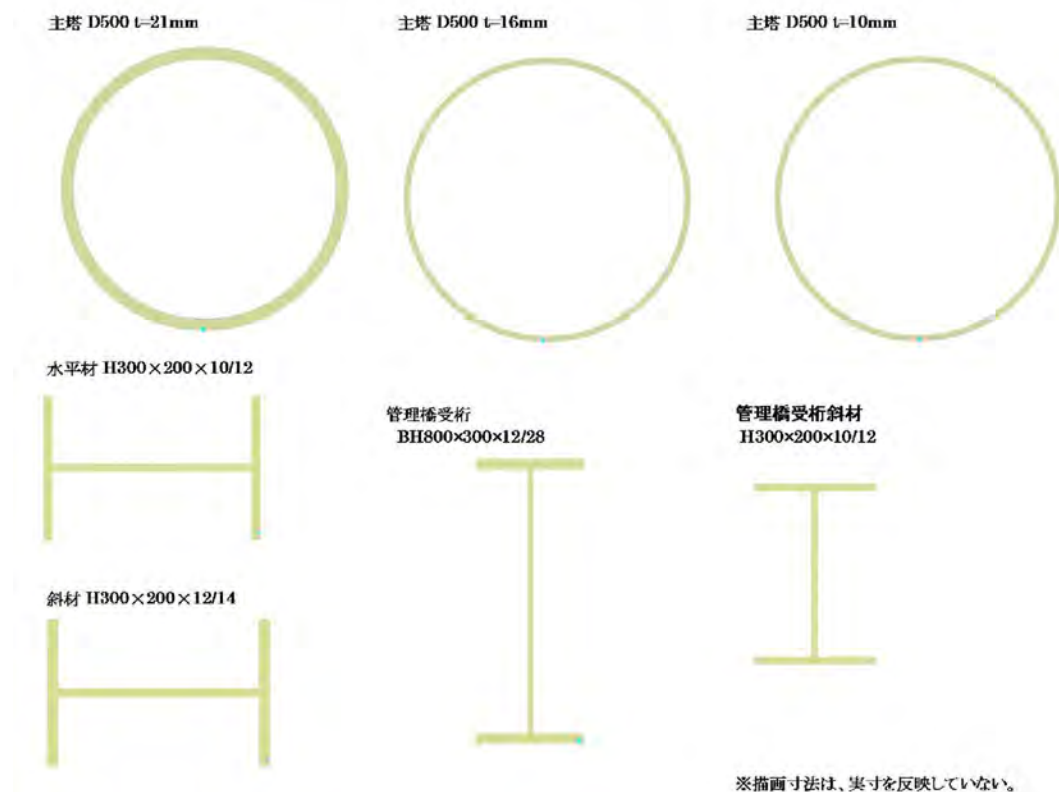


図 6.1.1.2-13 主塔の応力－ひずみの関係



※描画寸法は、実寸を反映していない。

図 6.1.1.2-14 部材メッシュ図

(2) 解析結果

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

【Case1 橋軸方向】

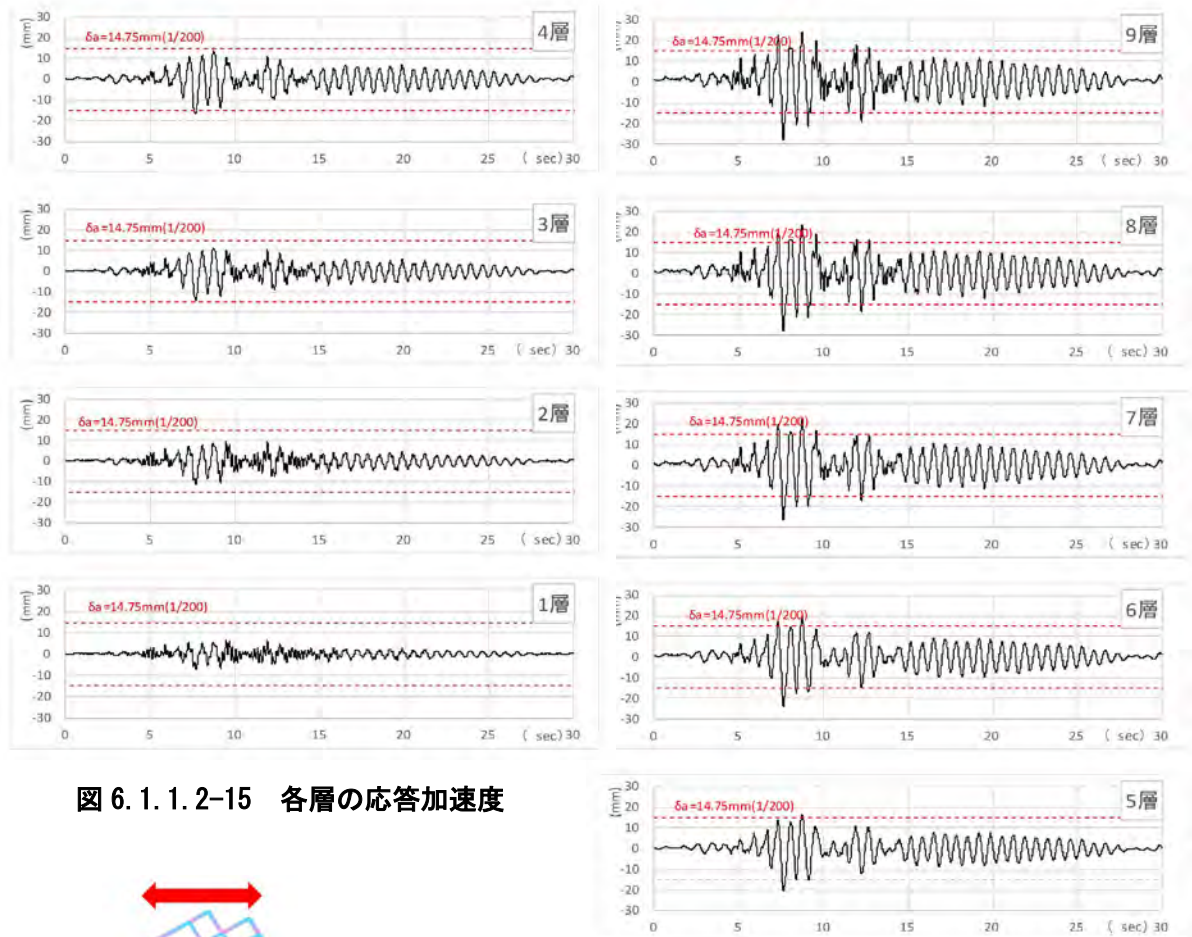


図 6.1.1.2-15 各層の応答加速度

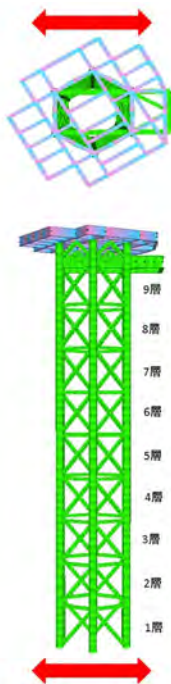


図 6.1.1.2-16 地震動の入力方向

表 6.1.1.2-11 層間変位照査結果(橋軸方向)

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

【Case2 橋軸直交方向】

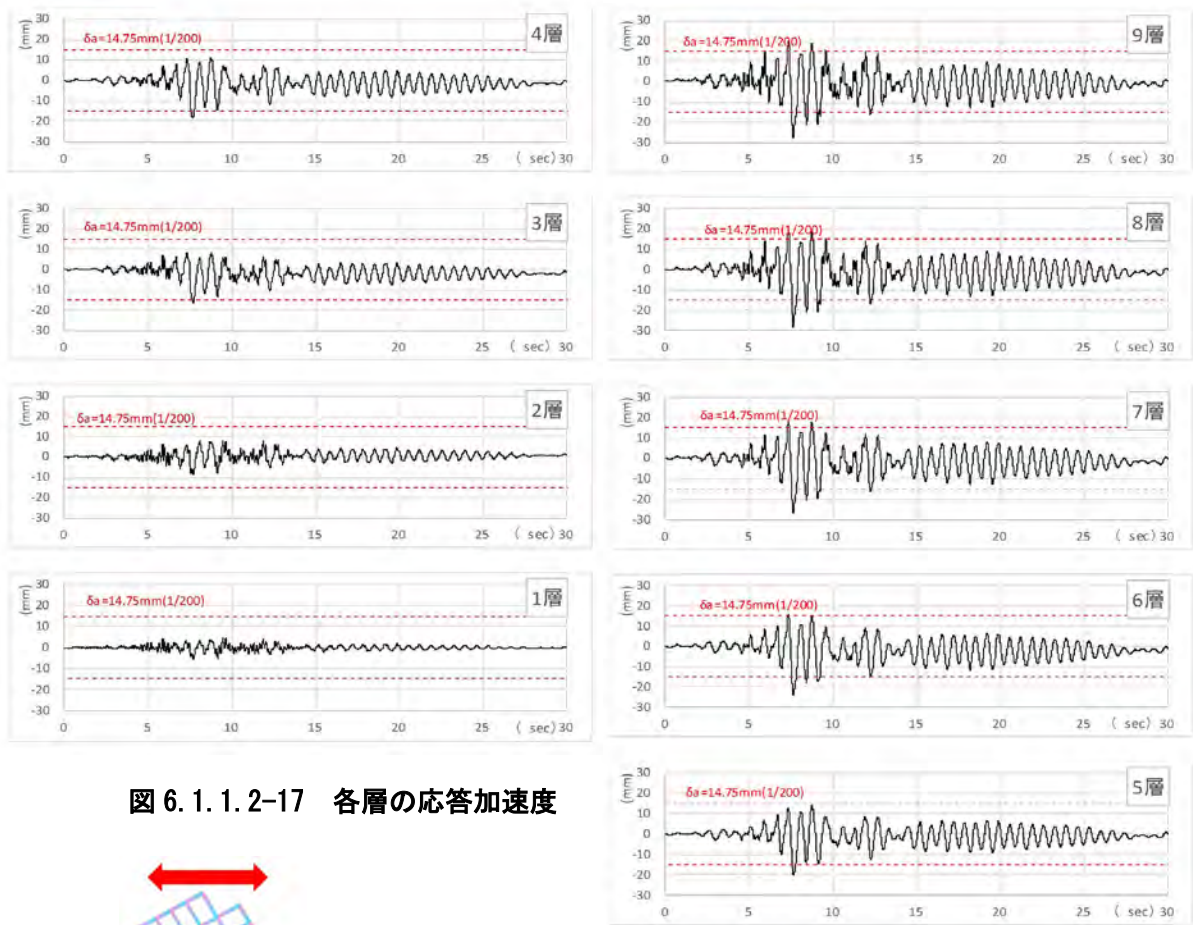


図 6.1.1.2-17 各層の応答加速度

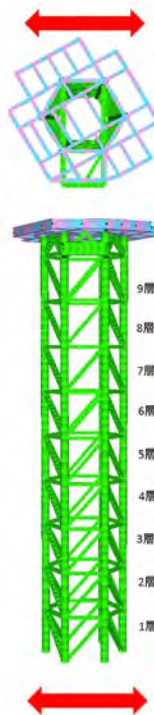


図 6.1.1.2-18 地震動の入力方向

表 6.1.1.2-12 層間変位照査結果(橋軸直交方向)

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

8. コンクリート基礎の照査

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

この結果、各ケースにおいて押し込み力、水平力とも許容値以下となった。

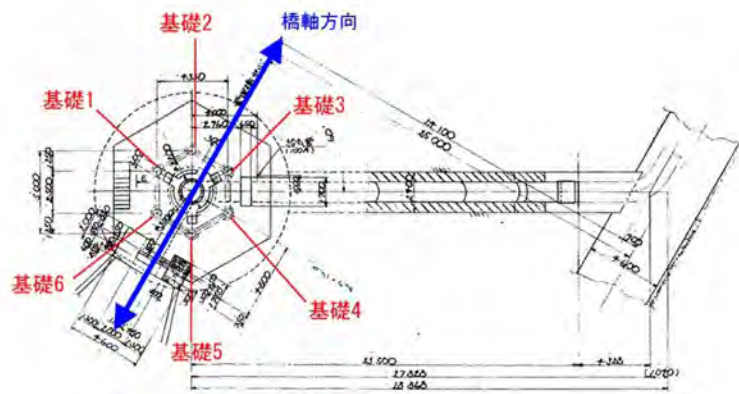


図 6.1.1.2-19 基礎支点の設定

【Case1 橋軸方向】

表 6.1.1.2-13 コンクリート基礎の照査(橋軸方向)

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

【Case2 橋軸直交方向】

表 6.1.1.2-14 コンクリート基礎の照査(橋軸直交方向)

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

9. 耐震照査結果の評価

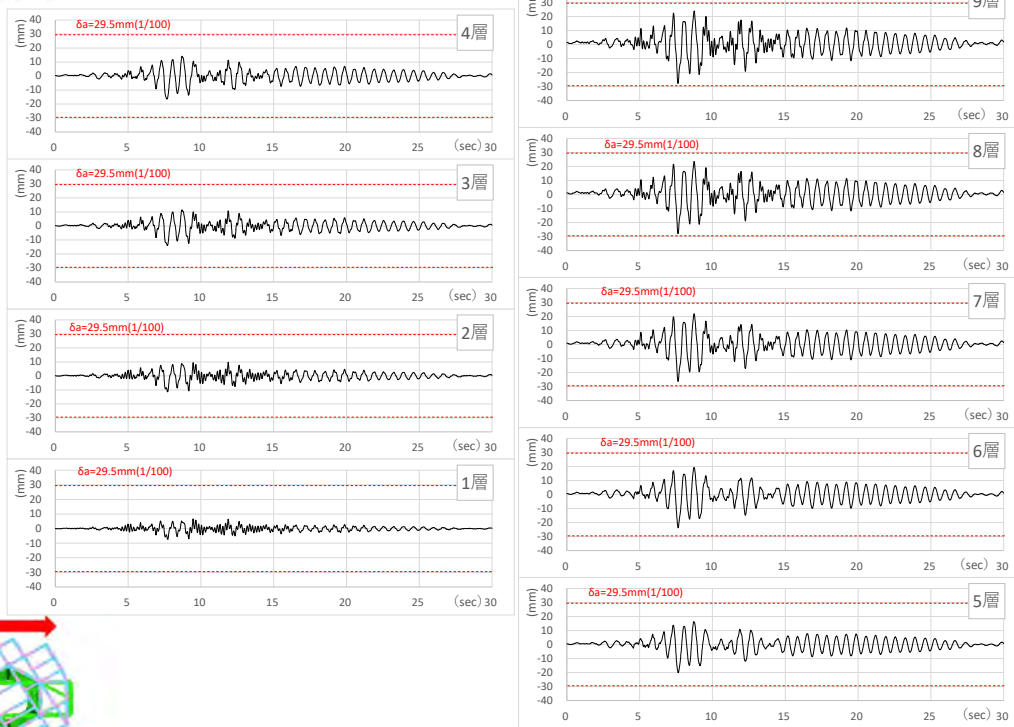
本取水塔の耐震照査結果を以下に示す。

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

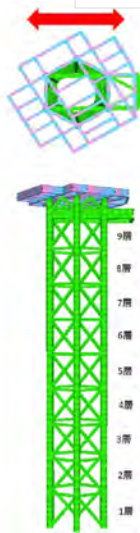
【補足解説】

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

【Case1 橋軸方向】

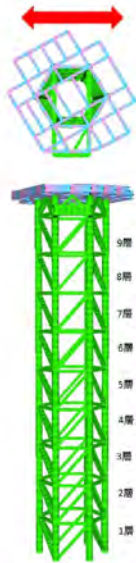
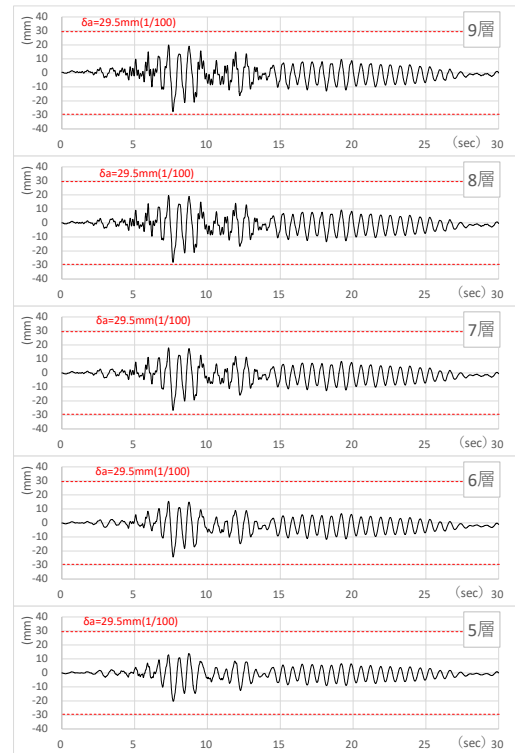
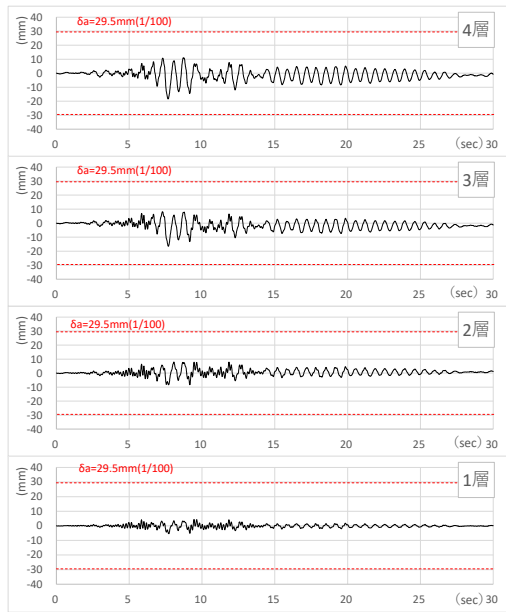


残留変位（層間変形角）の照査



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

【Case2 橋軸直交方向】



残留変位(層間変形角)の照査

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

残留変位(層間変位角)照査結果 (許容値 1/100)

【事例 1-3】鉄筋コンクリート製取水塔の照査例

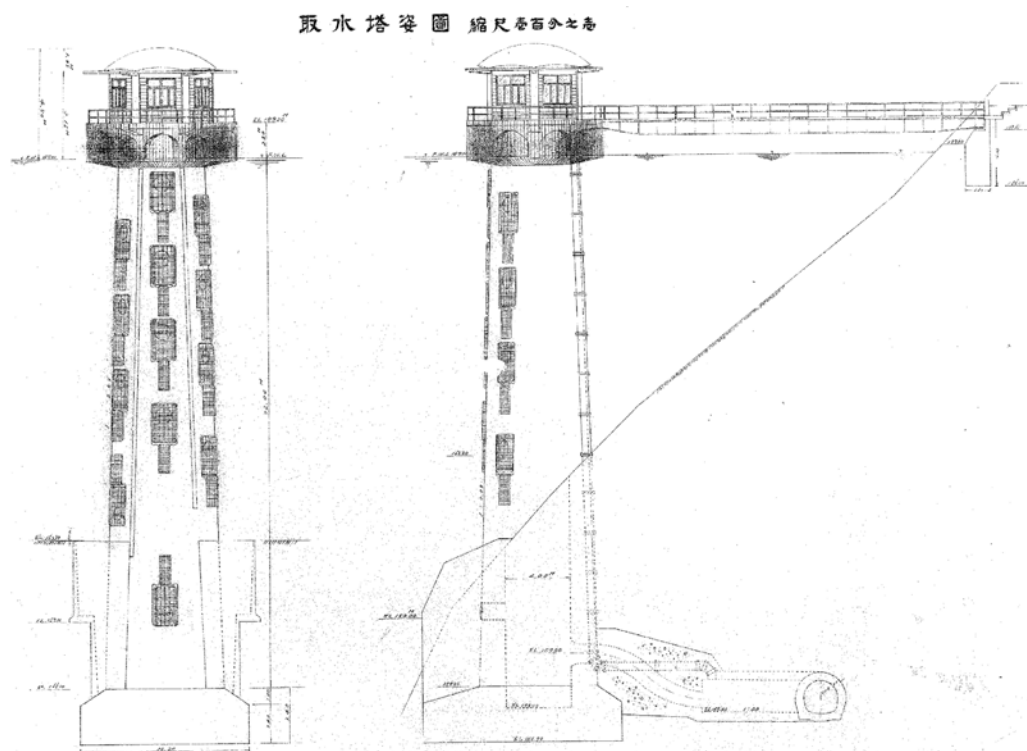
1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.1.3-1 施設諸元

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

<構造概要>



<全景写真>



2. 照査基準の設定

本検討においては、以下のように限界状態を設定し、照査することとした。

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

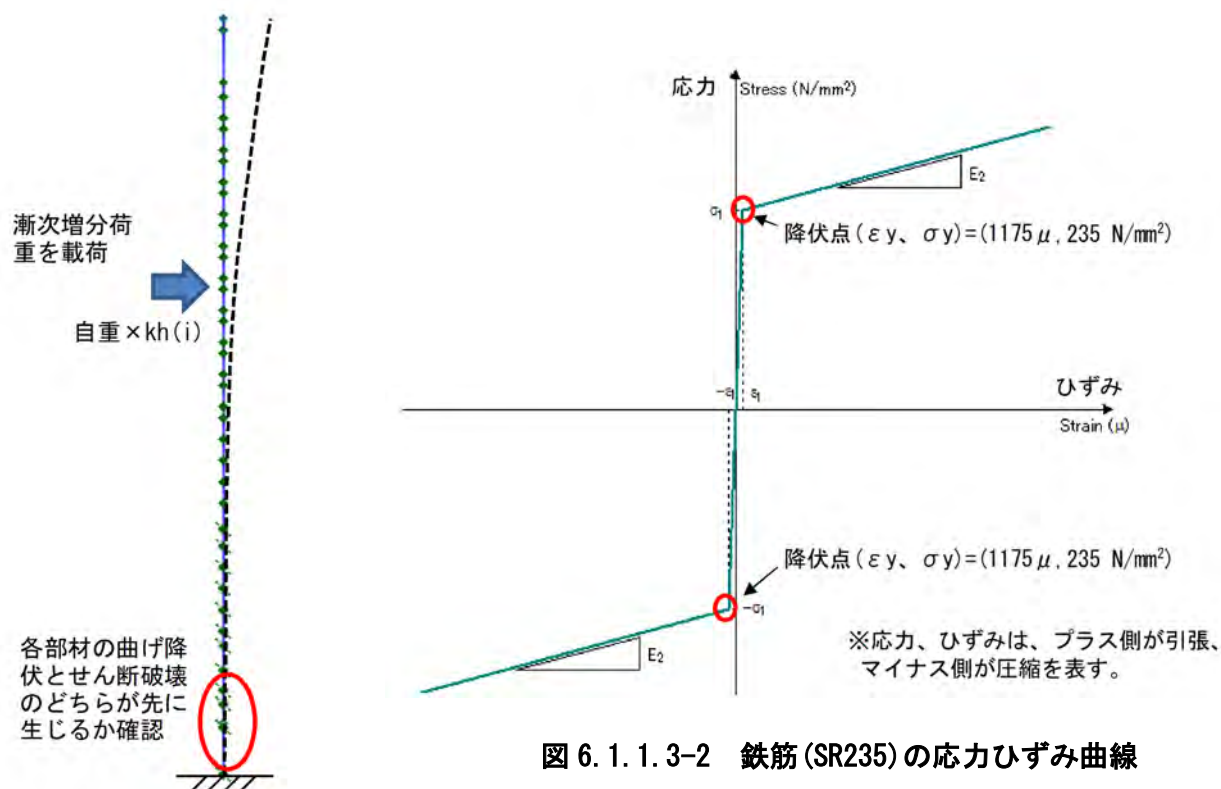


図 6.1.1.3-1 プッシュオーバー解析の概要

3. 解析に用いるレベル 2 地震動

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

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

【レベル 2 地震動】

表 6.1.1.3-2 解析ケース

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

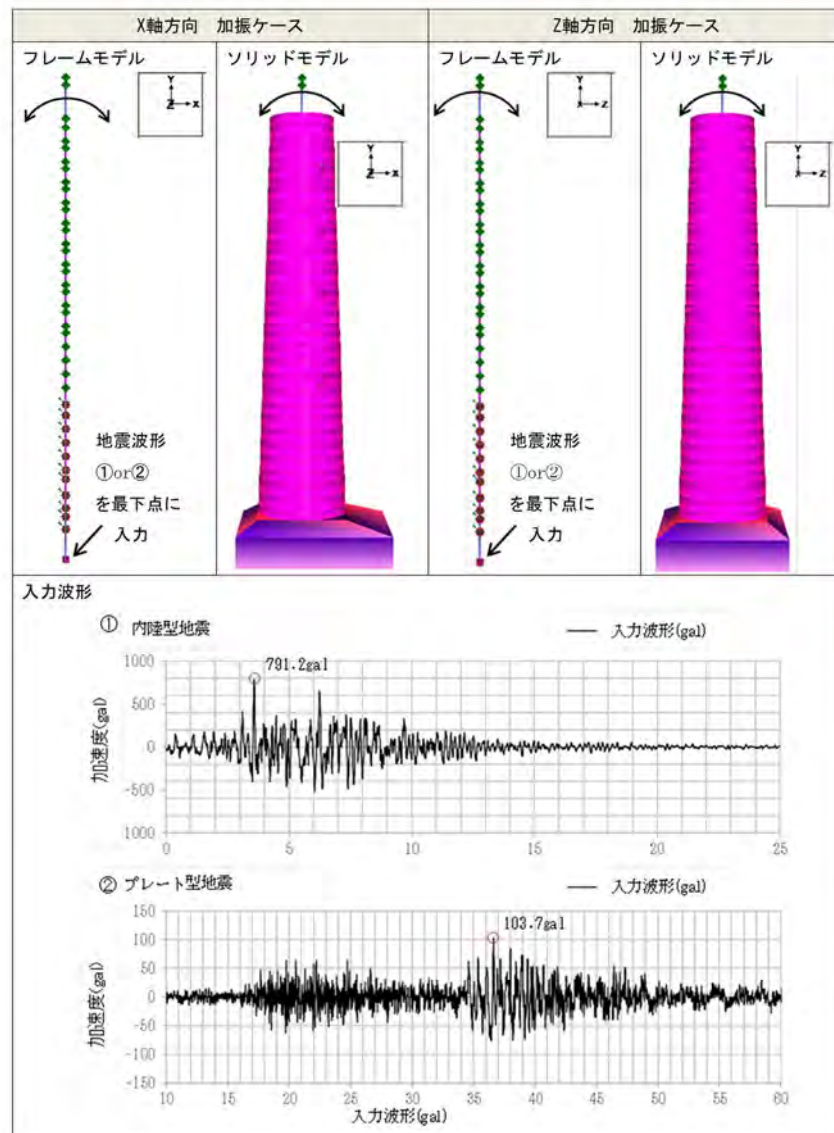


図 6.1.1.3-3 レベル 2 地震動の入力と加振ケース

4. 解析モデルの作成・解析条件

(1) 解析モデル

取水塔の耐震計算のための力学モデルは、以下のように作成した。

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

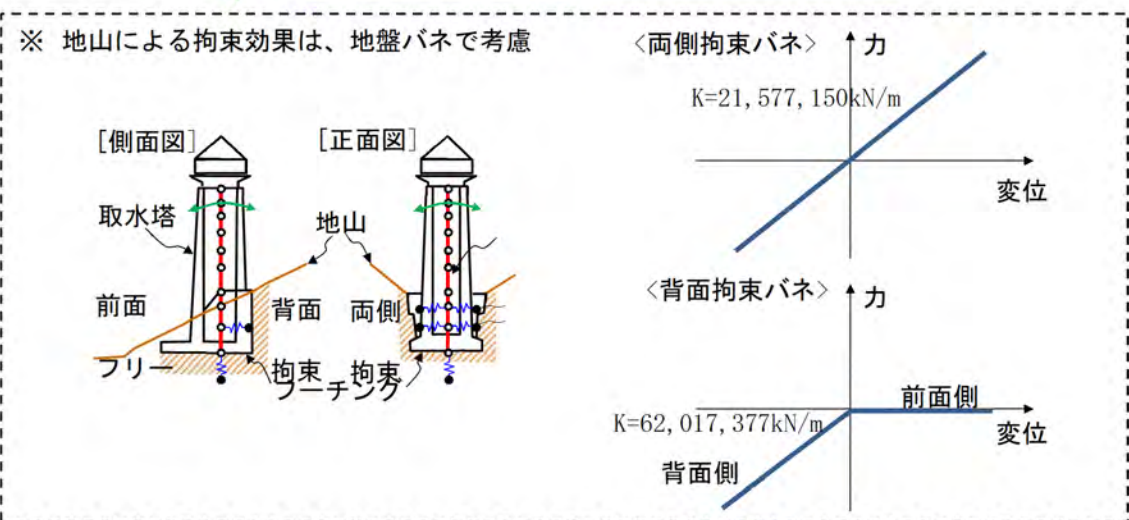
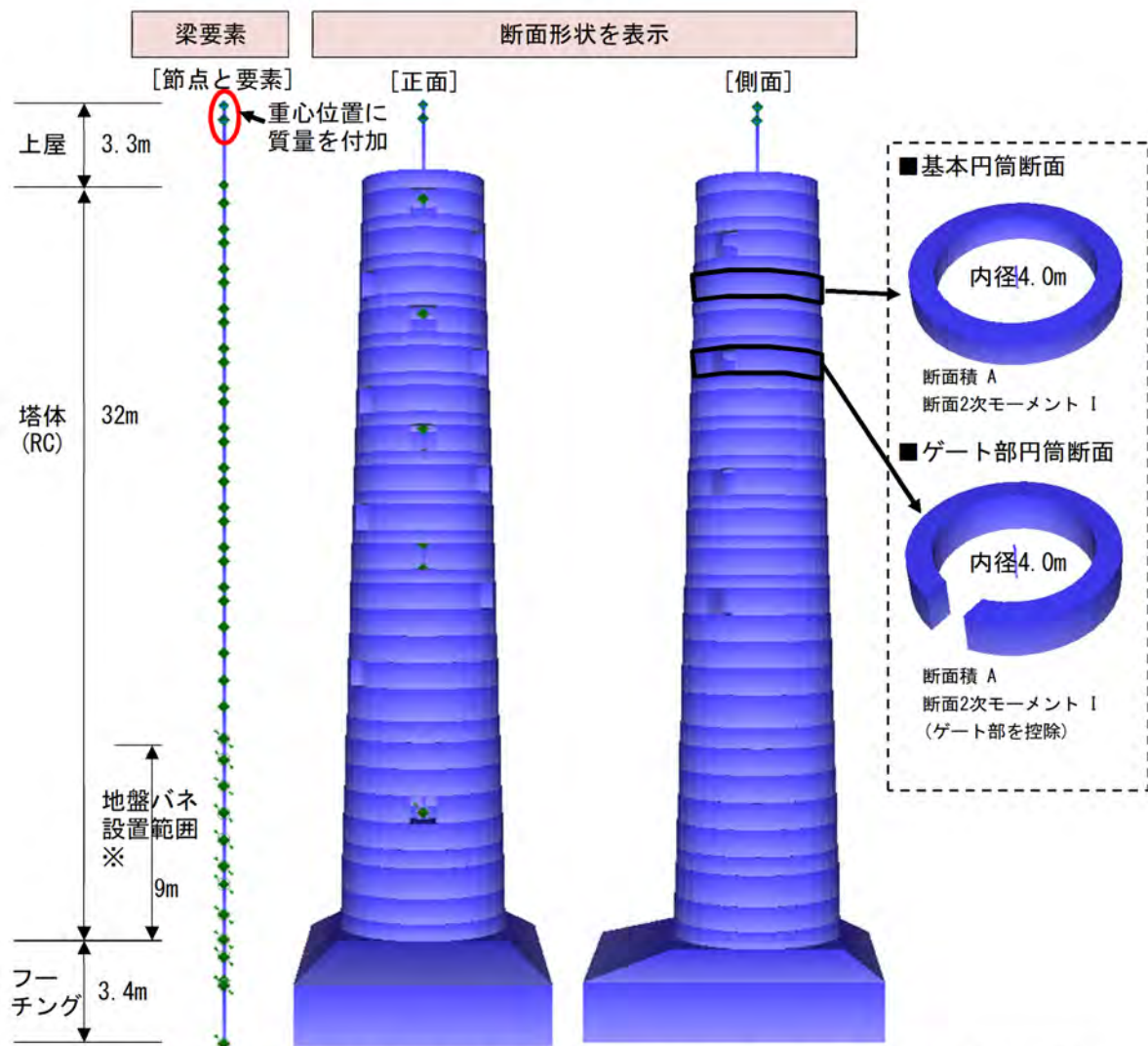


図 6.1.1.3-4 C ダム取水塔の解析モデル

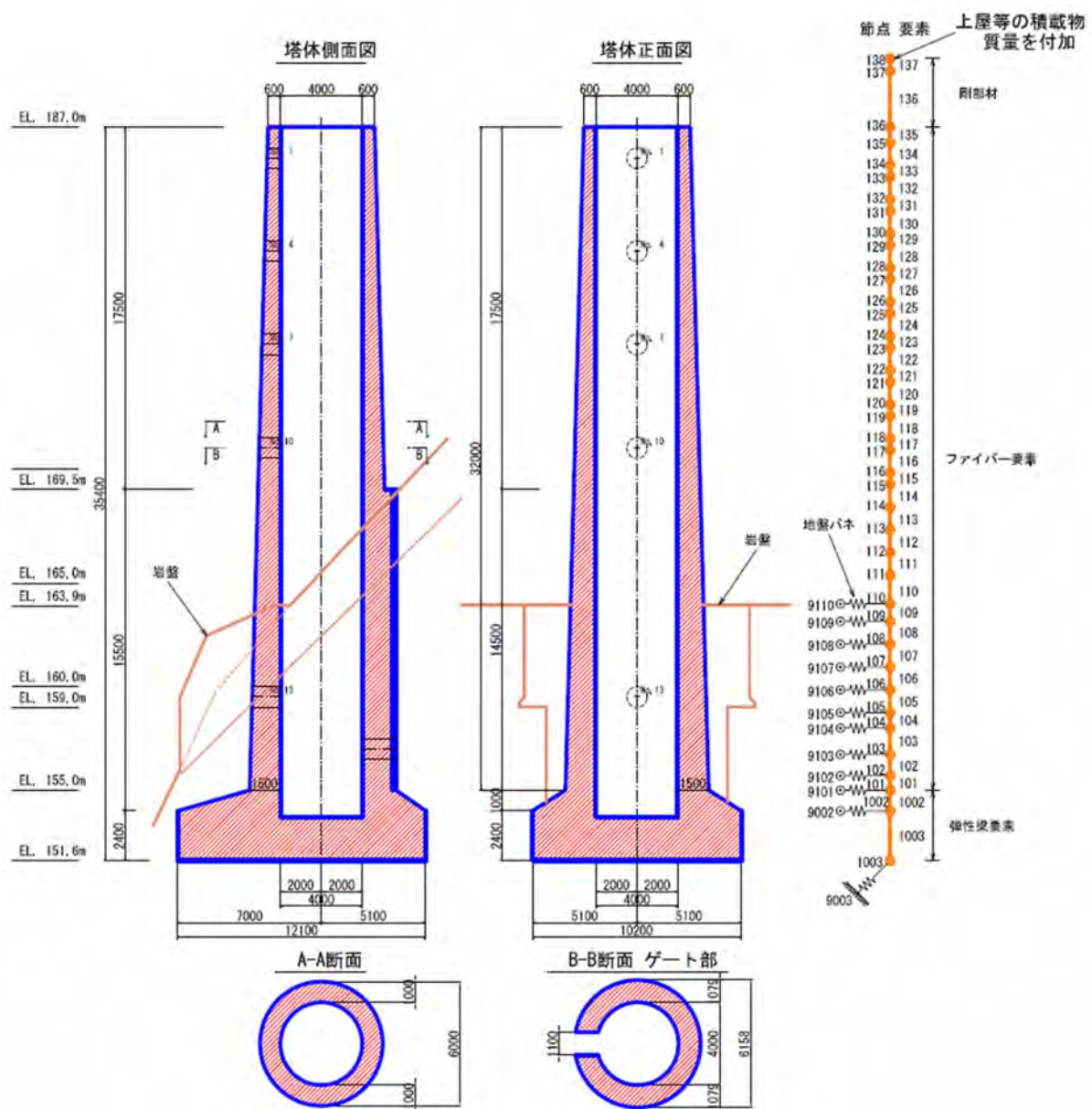


図 6.1.1.3-5 解析モデル（節点・要素）

(2) 作用荷重

重量及び荷重条件を考慮し、自重、積算物による慣性力を作用させた。

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

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

水圧 P による長手方向の応力 σ

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

ここで、 D : 内空の直径、 t : 肉厚

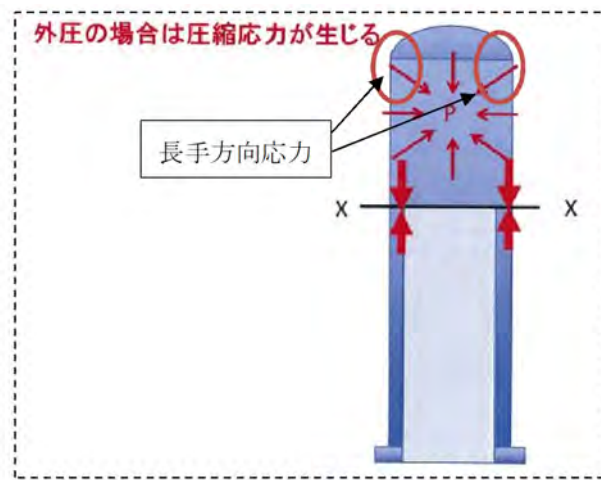


図 6. 1. 1. 3-6 塔に作用する圧力と長手方向の応力

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

ウェスタガードの補正式

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

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

γ_w : 内水の単位体積重量 (kN/m³)

k_H : 水平震度

H : 水槽の水深 (m)

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

ウエスタガードの補正式による動水圧分布を下图 6. 1. 3-7 に示す。

表 6. 1. 1. 3-3 β の値

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

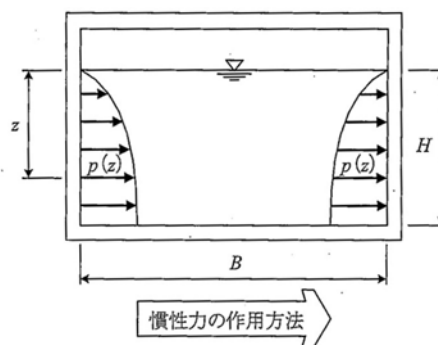


図 6. 1. 1. 3-7 動水圧分布図(ウエスタガードの補正式)

(3) 固有値解析

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

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

表 6.1.1.3-4 固有値解析結果一覧

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

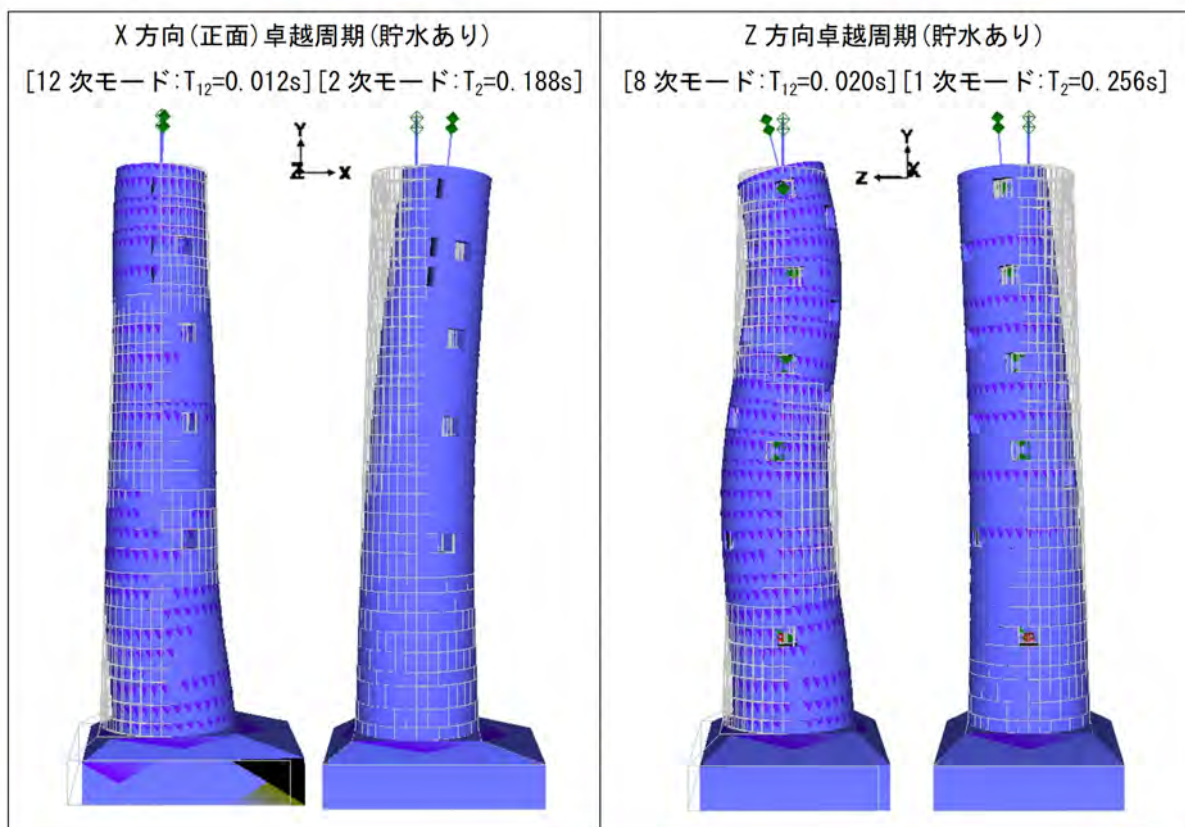


図 6.1.1.3-8 C ダム取水塔の主な変形モード(貯水あり)

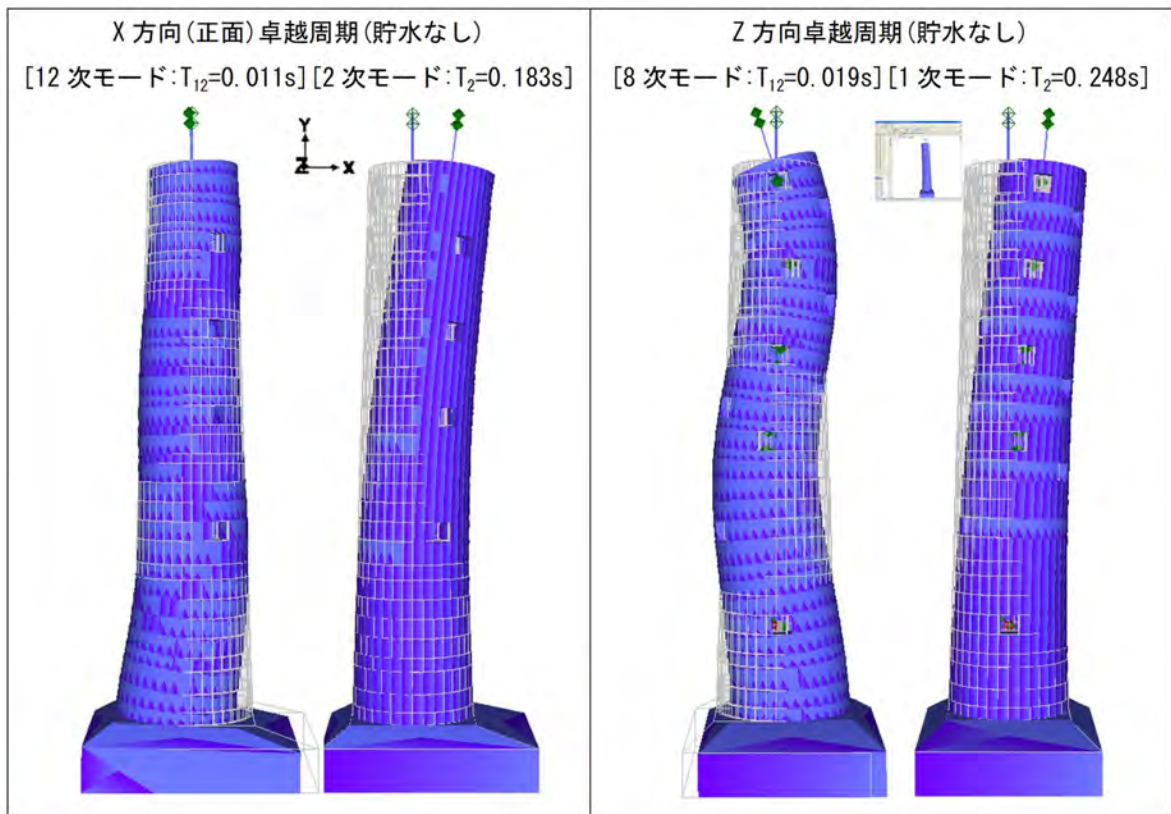


図 6.1.1.3-9 C ダム取水塔の主な変形モード (貯水なし)

6. 耐震性能照査結果

(1) 破壊モードの判定

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

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

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

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

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

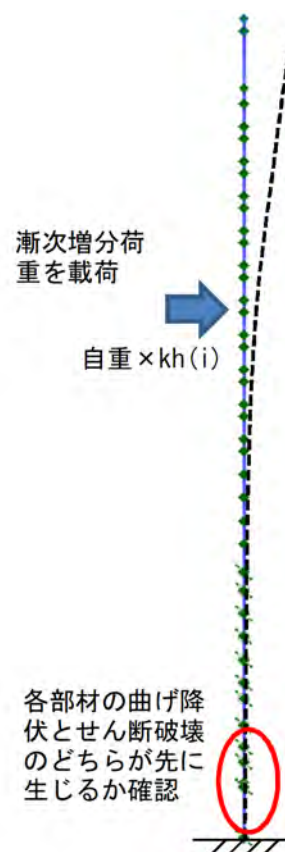


図 6.1.1.3-10 プッシュオーバー解析の概要

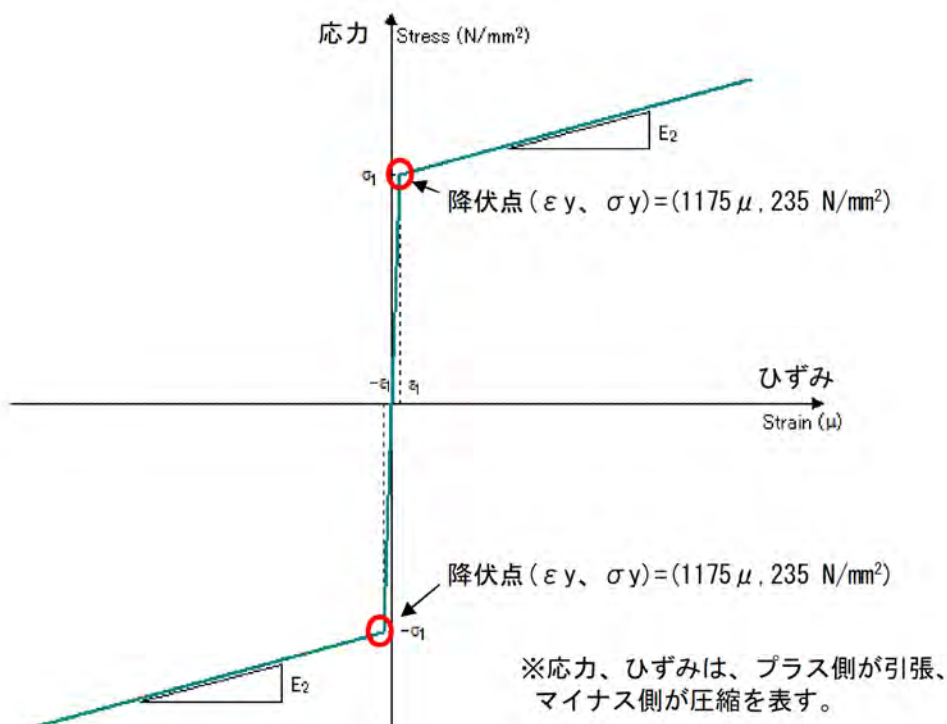


図 6.1.1.3-11 鉄筋(SR235)の応力ひずみ曲線

(2) レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の結果

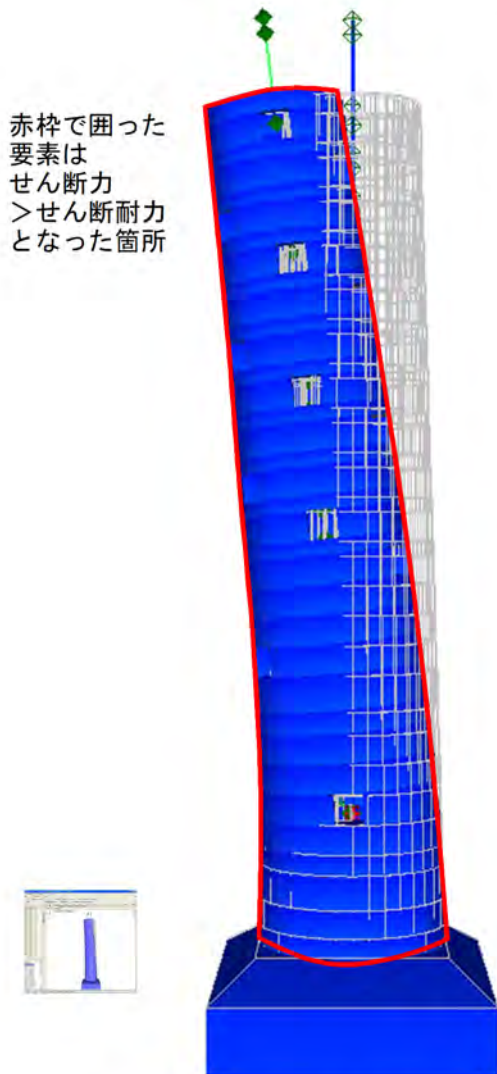
レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の結果を以下に整理して示す、前述のプッシュオーバー解析の結果より、本構造物の破壊モードは、せん断破壊先行型であるため、以下にせん断に対する照査の結果を示す。

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

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

表 6.1.1.3-5 せん断耐力照査結果

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



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

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

図 6.1.1.3-12 C ダム取水塔の解析結果 (レベル 2 地震動)

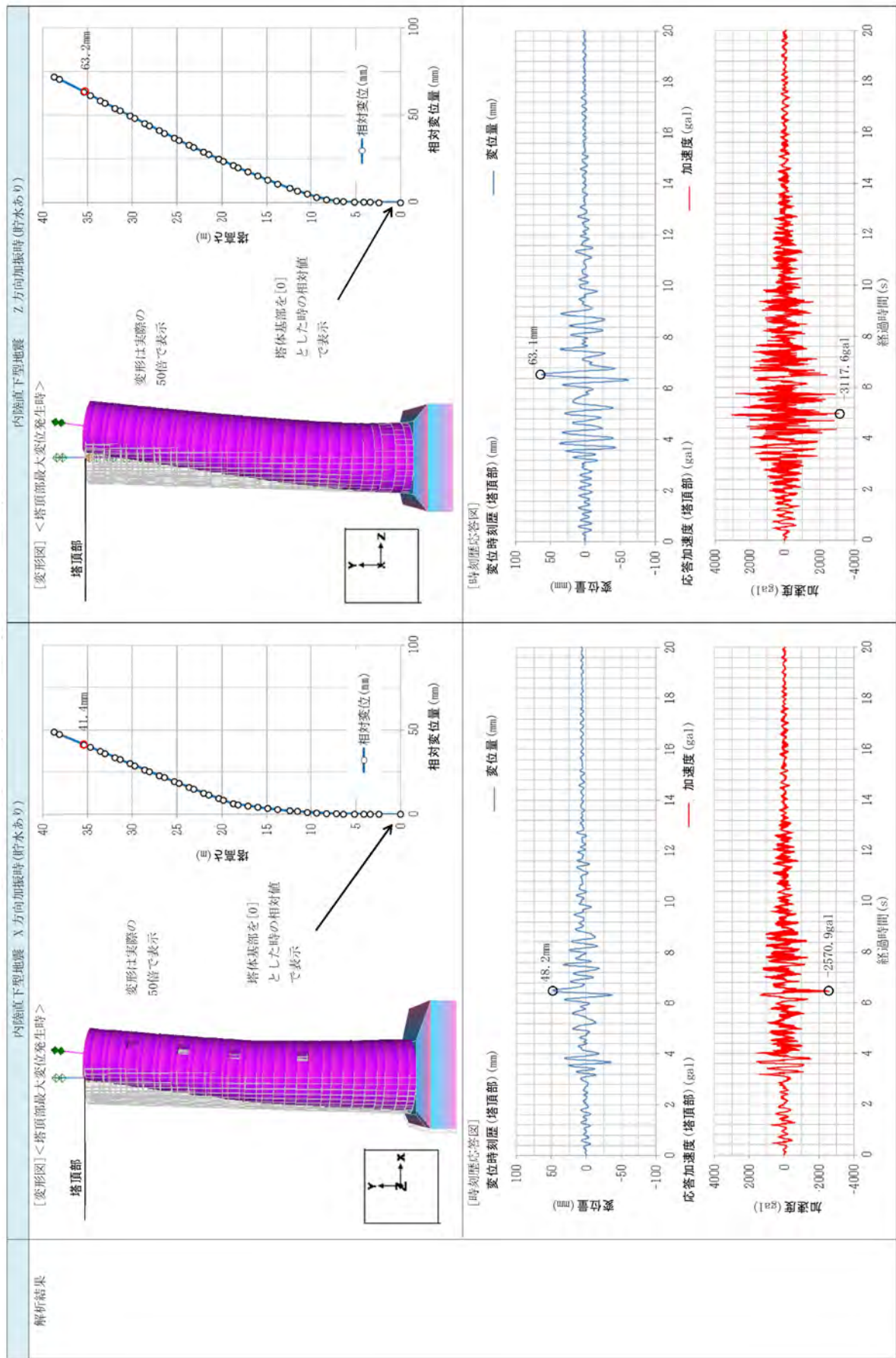


図 6.1.1.3-13 内陸直下型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水あり)

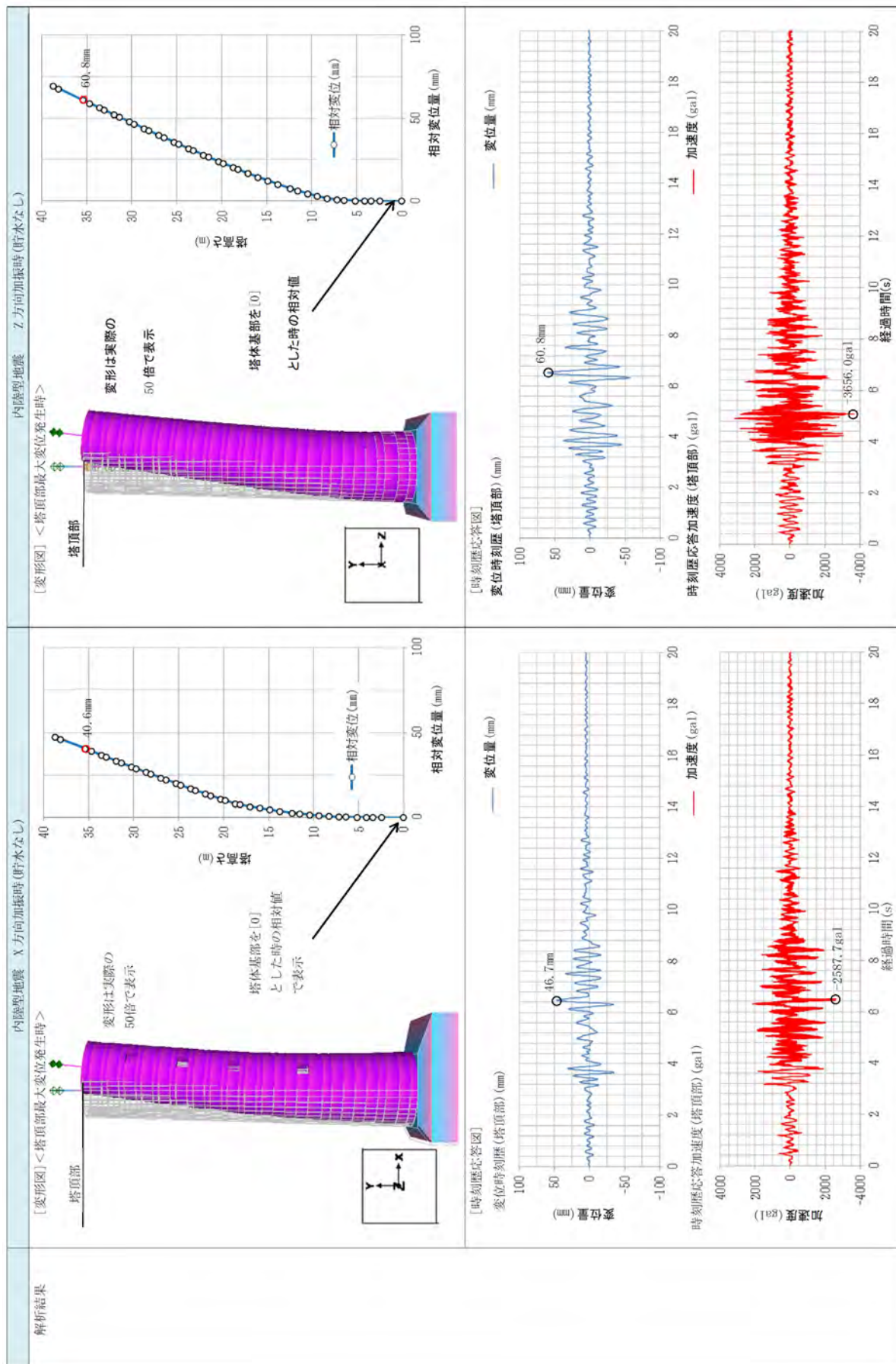


図 6.1.1.3-14 内陸直下型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水なし)

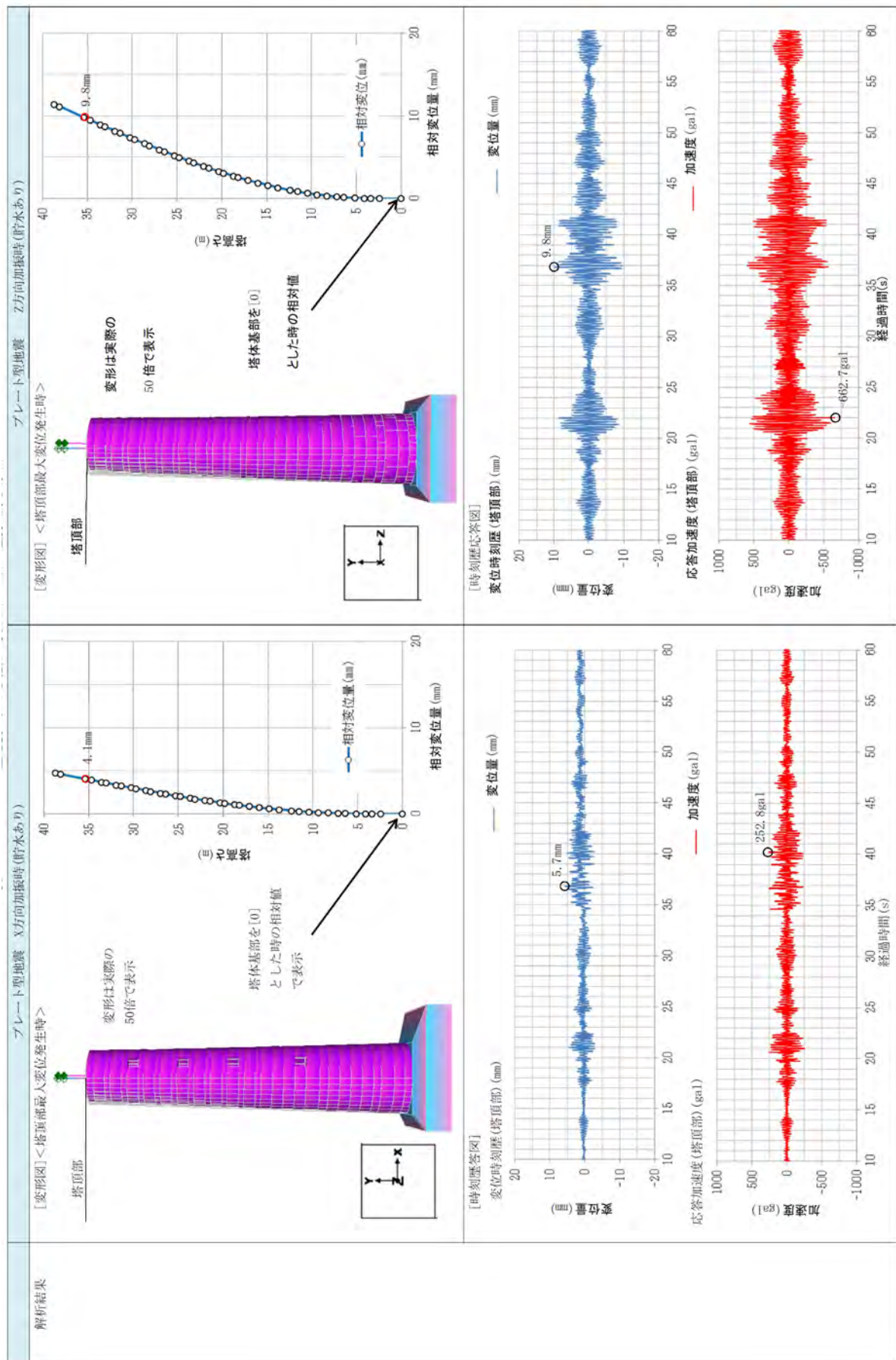


図 6.1.1.3-15 プレート型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水あり)

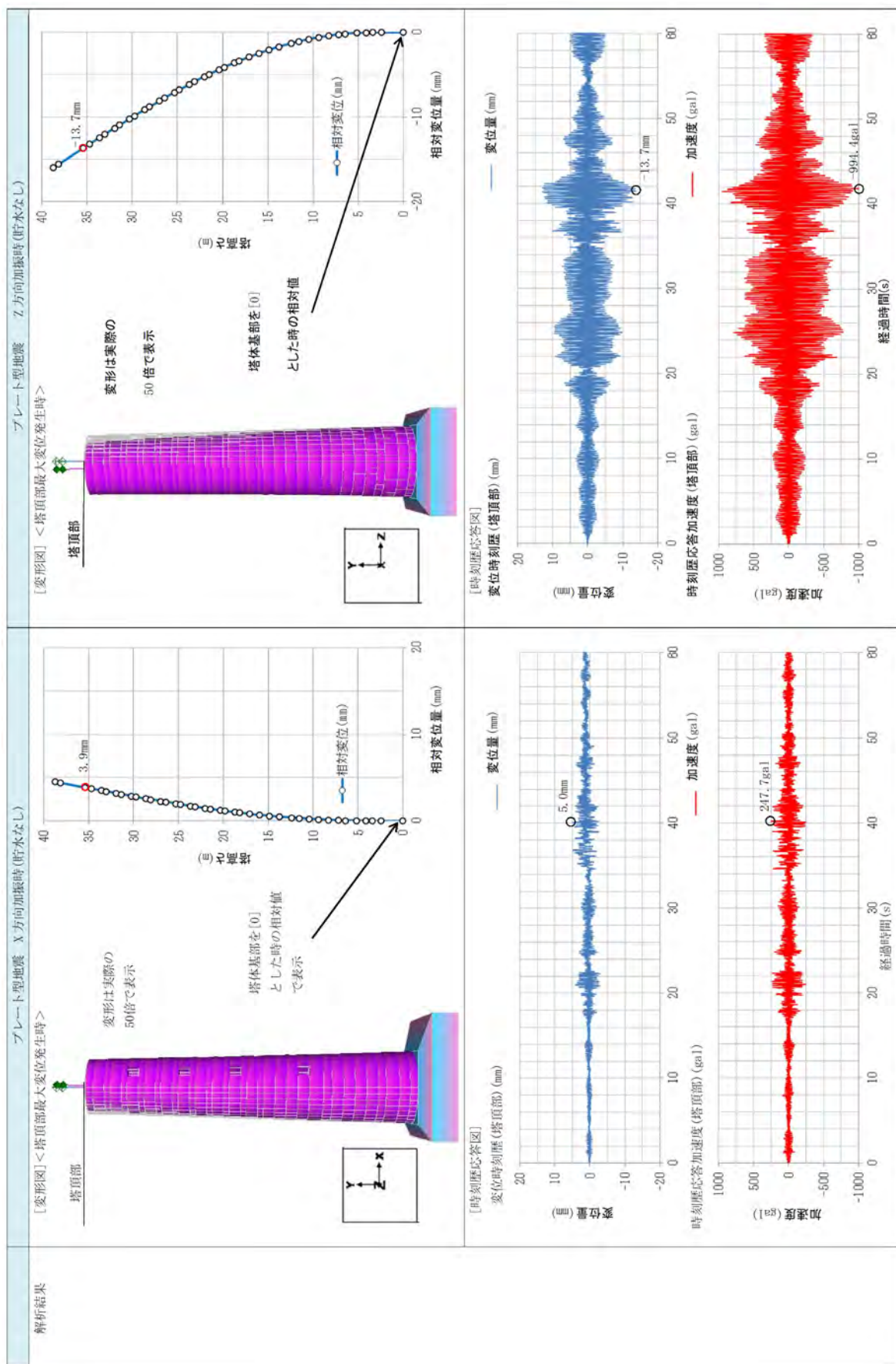


図 6.1.1.3-16 プレート型地震における堤体の変形図と応答加速度 (貯水なし)

6.1.2 洪水吐ゲートの耐震性能照査事例

レベル 2 地震動に対する洪水吐ゲートの耐震照査事例を示す。

【事例 2-1】ラジアルゲートの照査例

【事例 2-1】ラジアルゲートの照査例

1. 検討概要

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

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

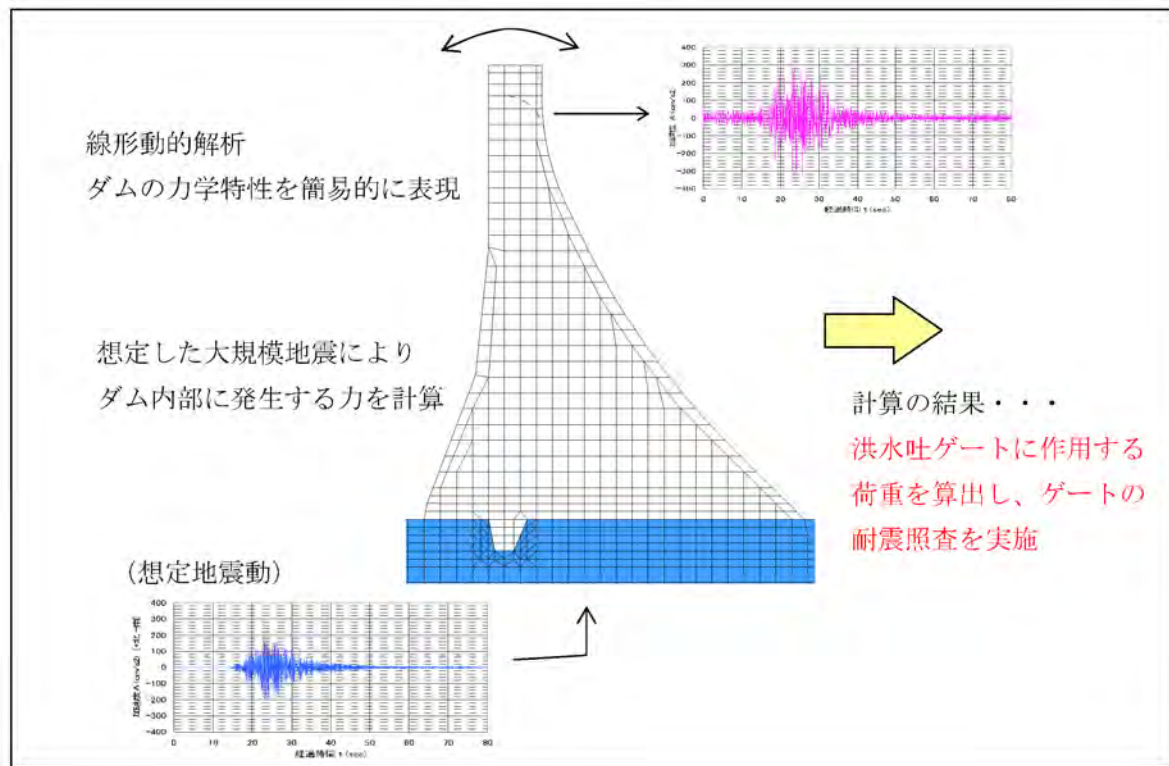


図 6.1.2-1 クレストゲートの耐震性能検討概要

2. 解析に用いるレベル2地震動

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

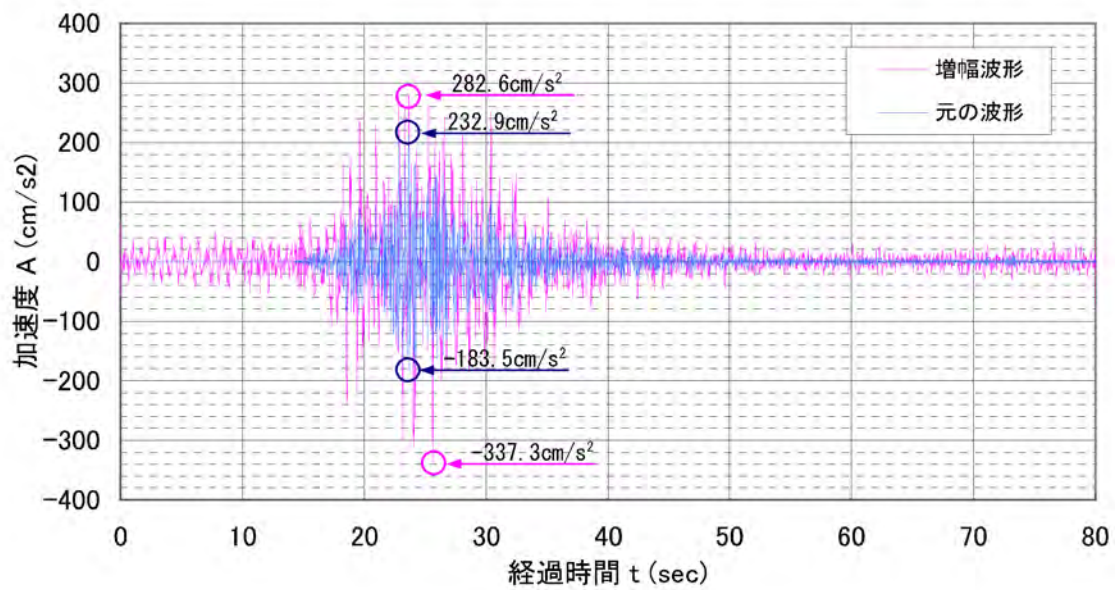


図 6.1.2-2 安全照査用の増幅波形（レベル2地震動）

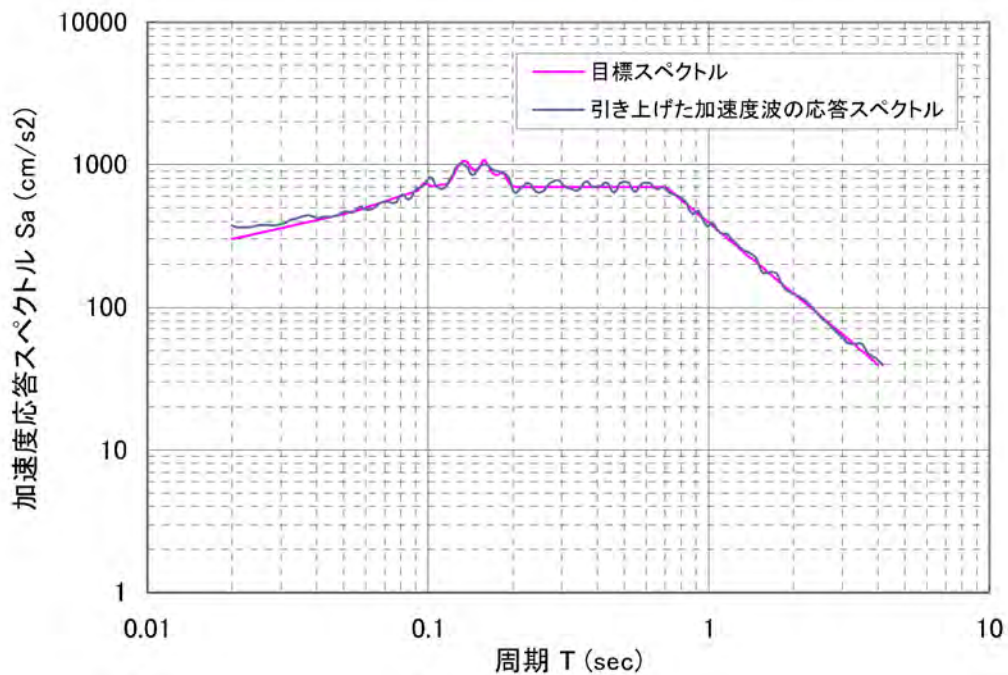


図 6.1.2-3 照査用波形の加速度応答スペクトル

3. 解析モデルの作成

堤体モデルは、2次元モデルとして作成した。

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

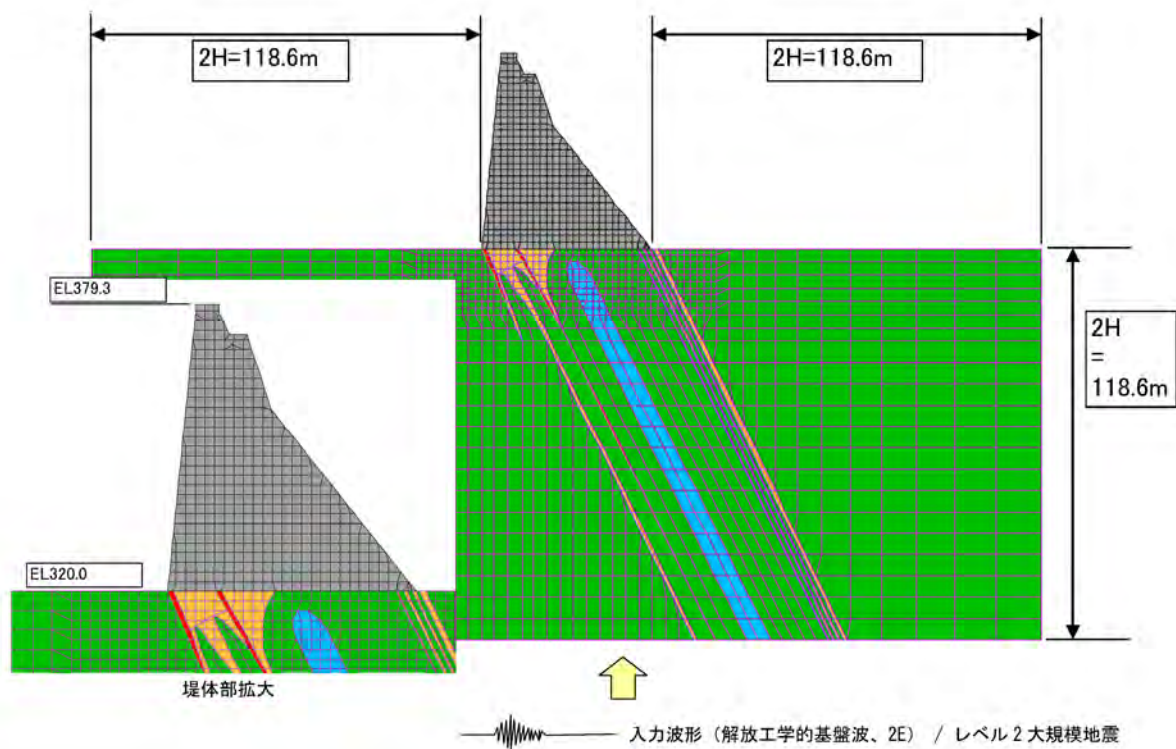


図 6.1.2-4 全体モデル図

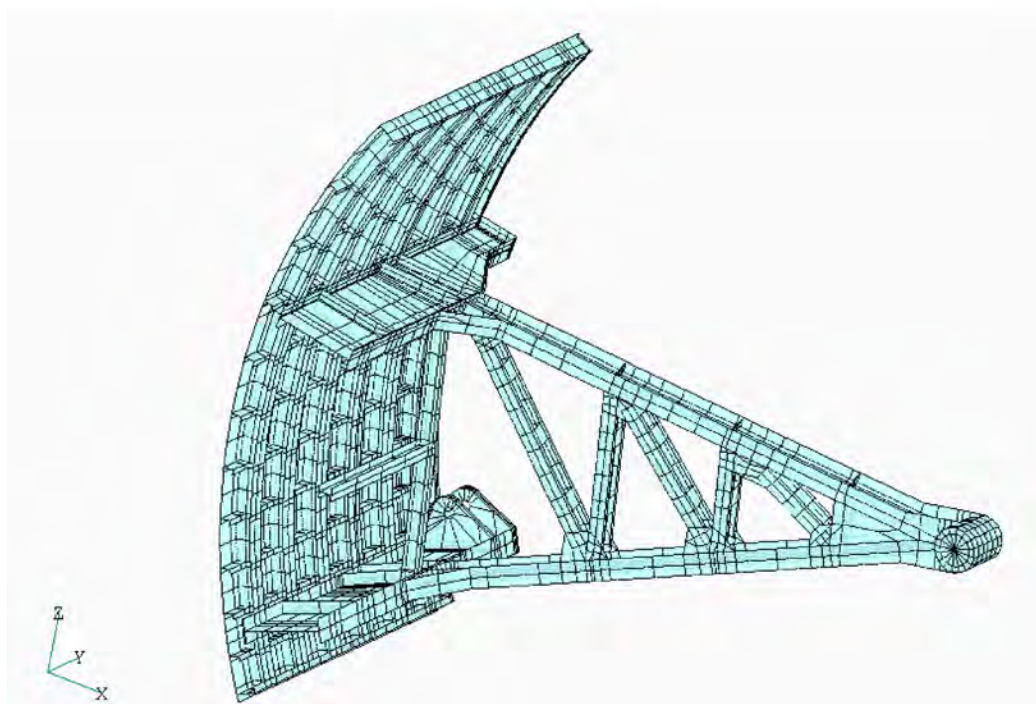


図 6.1.2-5 洪水吐ゲートモデル図

4. 地震応答解析の条件

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

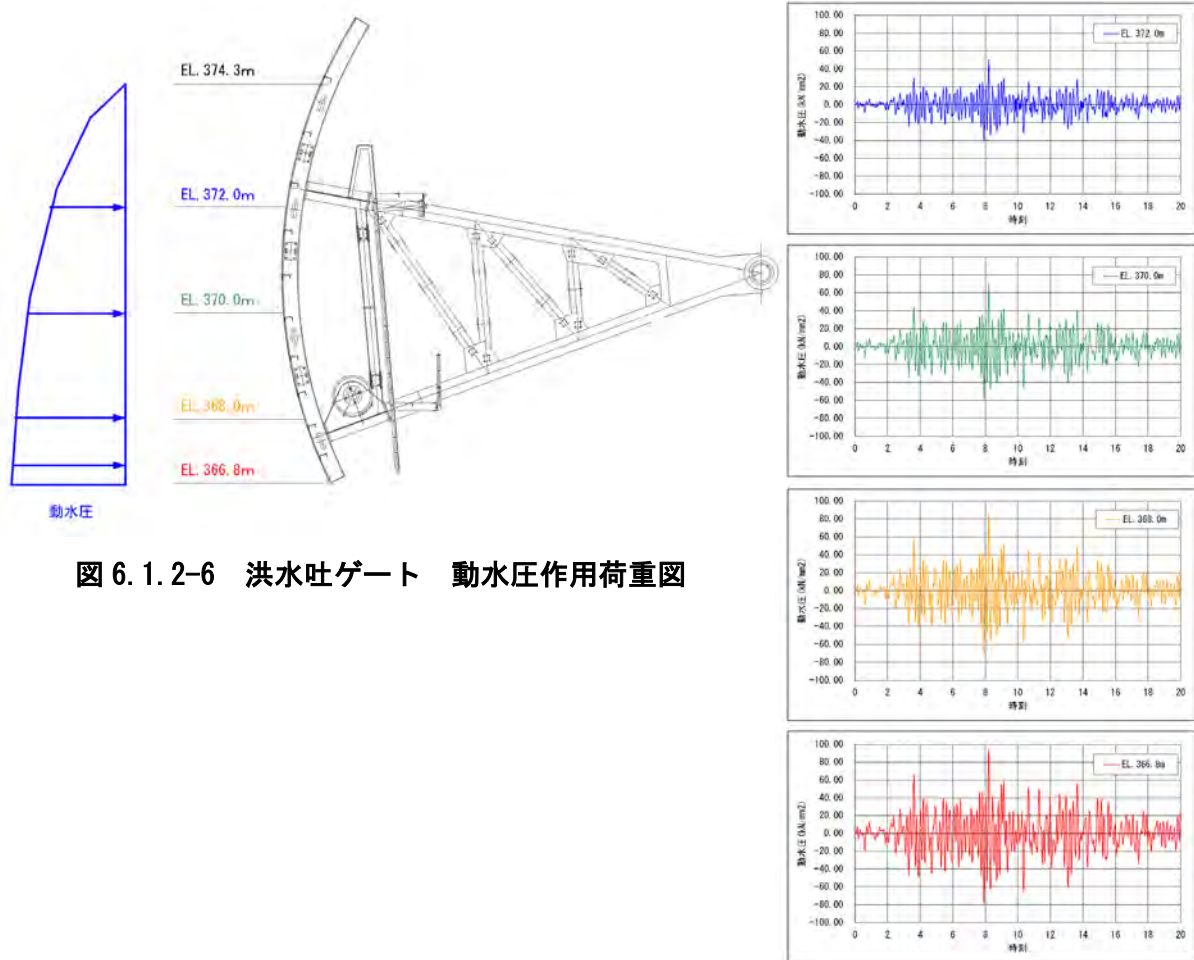


図 6.1.2-7 応答加速度時刻歴
(標高毎)

5. 解析結果

(1) 固有値解析

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

高次モードが卓越する結果となっている。

表 6. 1. 2-1 最大断面の固有周期と固有振動数

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

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

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

(2) 静的解析結果

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

静的解析においては、動的解析と同じ有限要素モデルを使用した。

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

表 6.1.2-2 最大合成応力一覧 (静的解析)

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

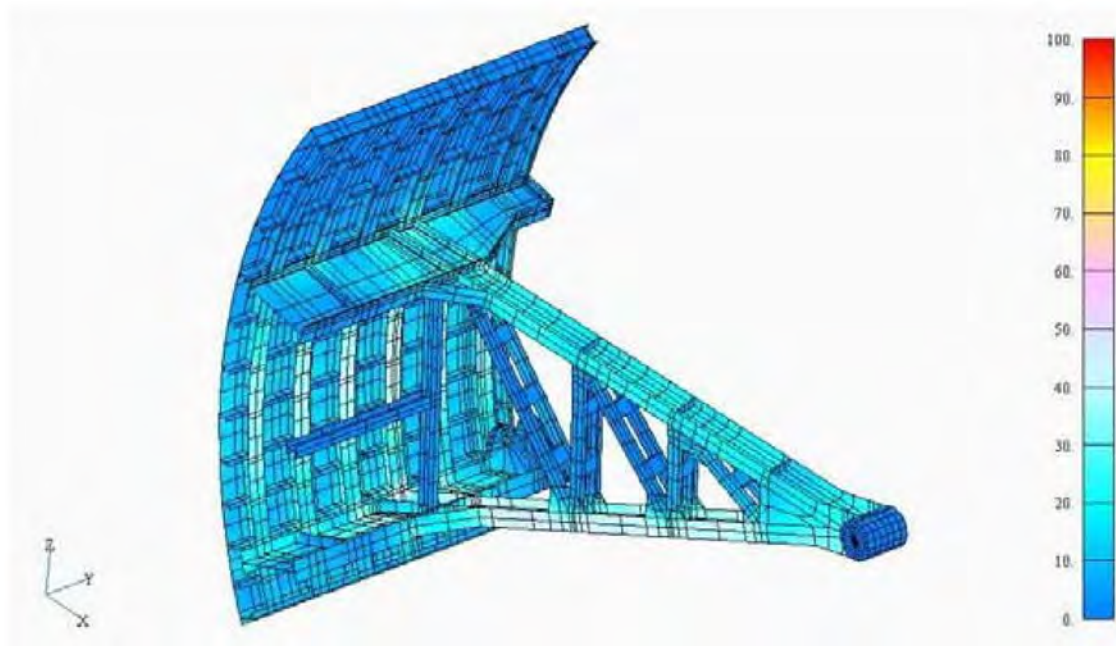


図 6.1.2-8 合成応力分布図

(3) 動的解析結果

1) 塑性化（合成応力度）の照査

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

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

表 6. 1. 2-3 最大合成応力一覧（動的解析）

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

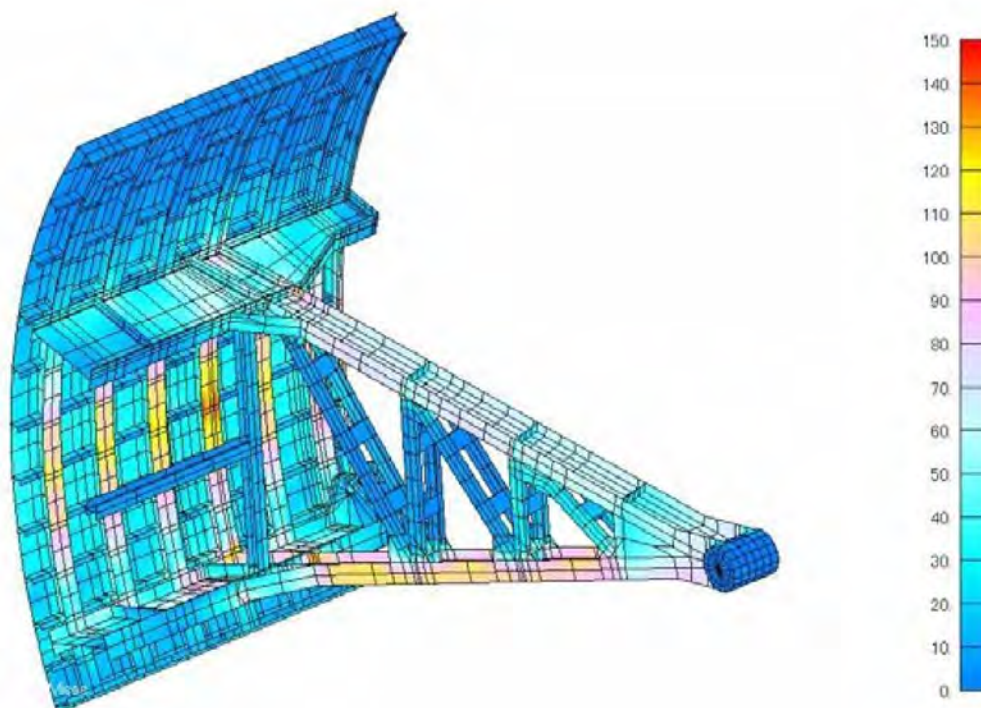
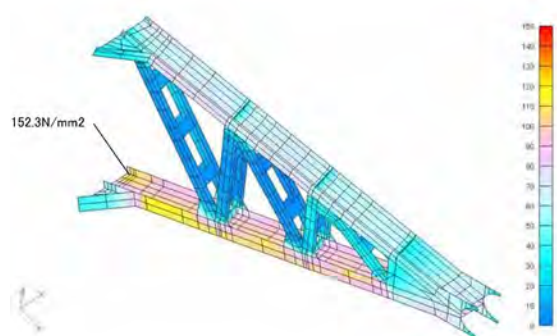
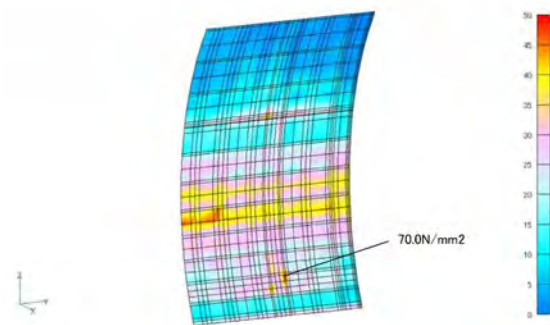
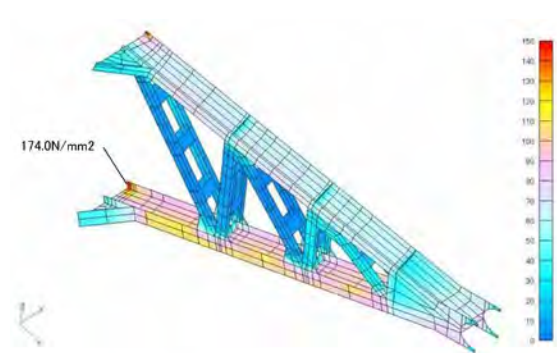
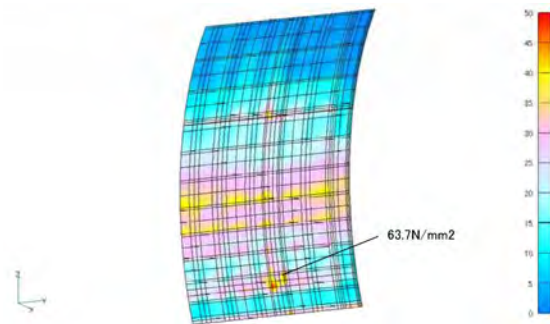
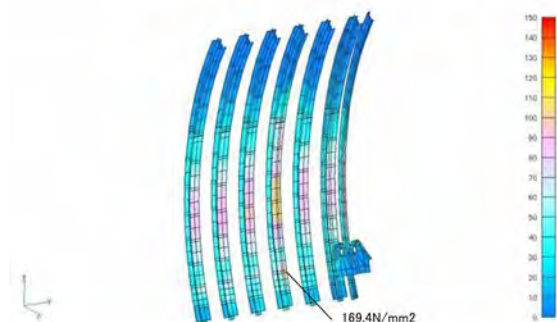
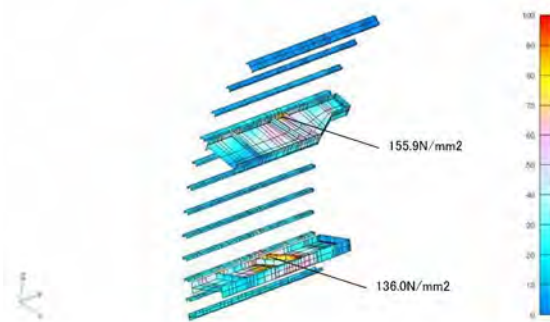
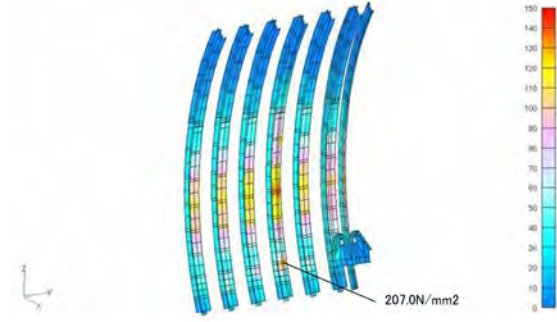
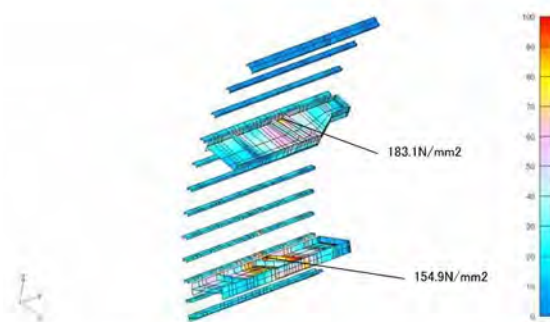


図 6. 1. 2-9 合成応力分布図



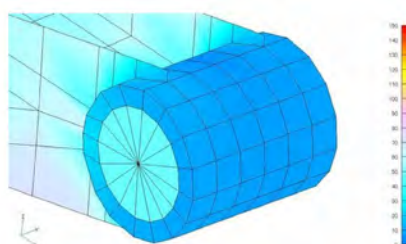
[扉体]

[脚柱]



[横桁]

[縦桁]



[トラニオン部]

図 6. 1. 2-10 各部材の合成応力分布図

2) 座屈の照査

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

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

表 6. 1. 2-4 脚柱の座屈照査結果

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

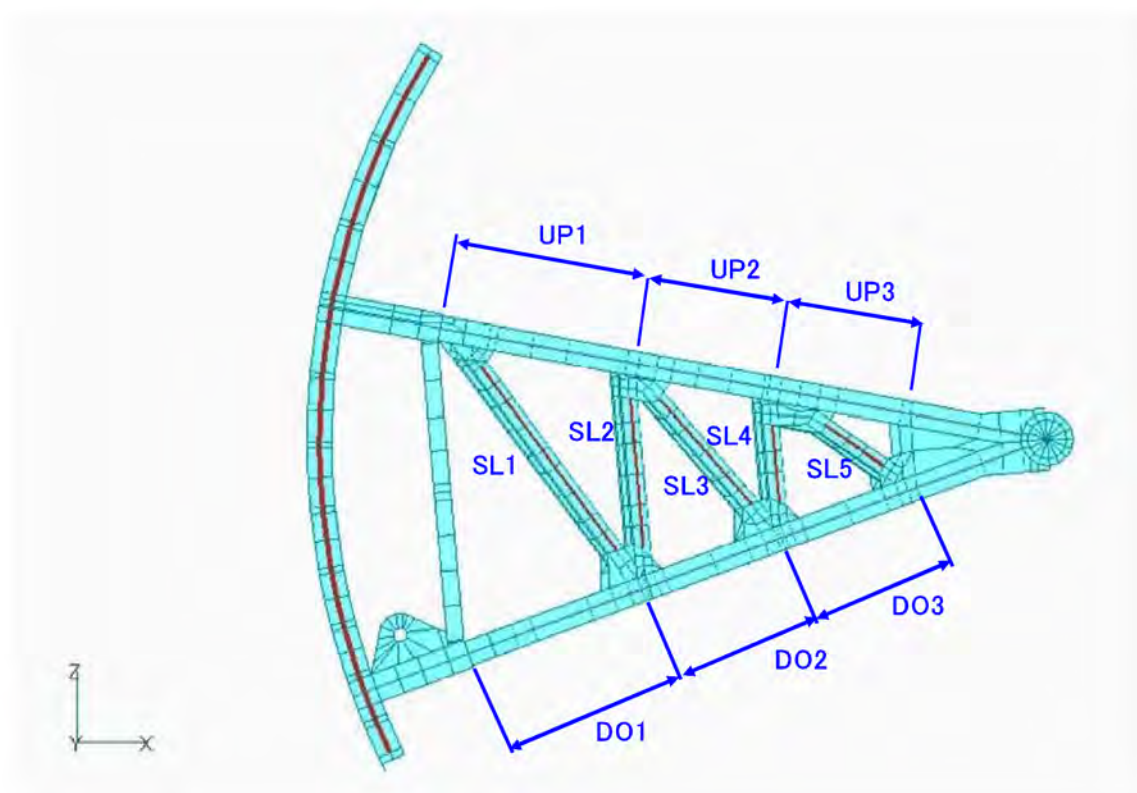


図 6. 1. 2-11 脚柱の座屈照査位置

6.1.3 他工種等の耐震性能照査事例

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

【事例 3-1】河道設置ダムの照査例(全体、ピア、ゲート)

【事例 3-2】頭首工の照査例(参考報文)

【事例 3-1】河道設置型ダムの耐震照査例

1. 施設概要

対象施設の諸元を示す。

表 6.1.3-1 施設諸元（ダム本体）

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



写真-1.1 堤体上流面

表 6.1.3-2 施設諸元（洪水吐ゲート）

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



写真-1.2 堤体下流面

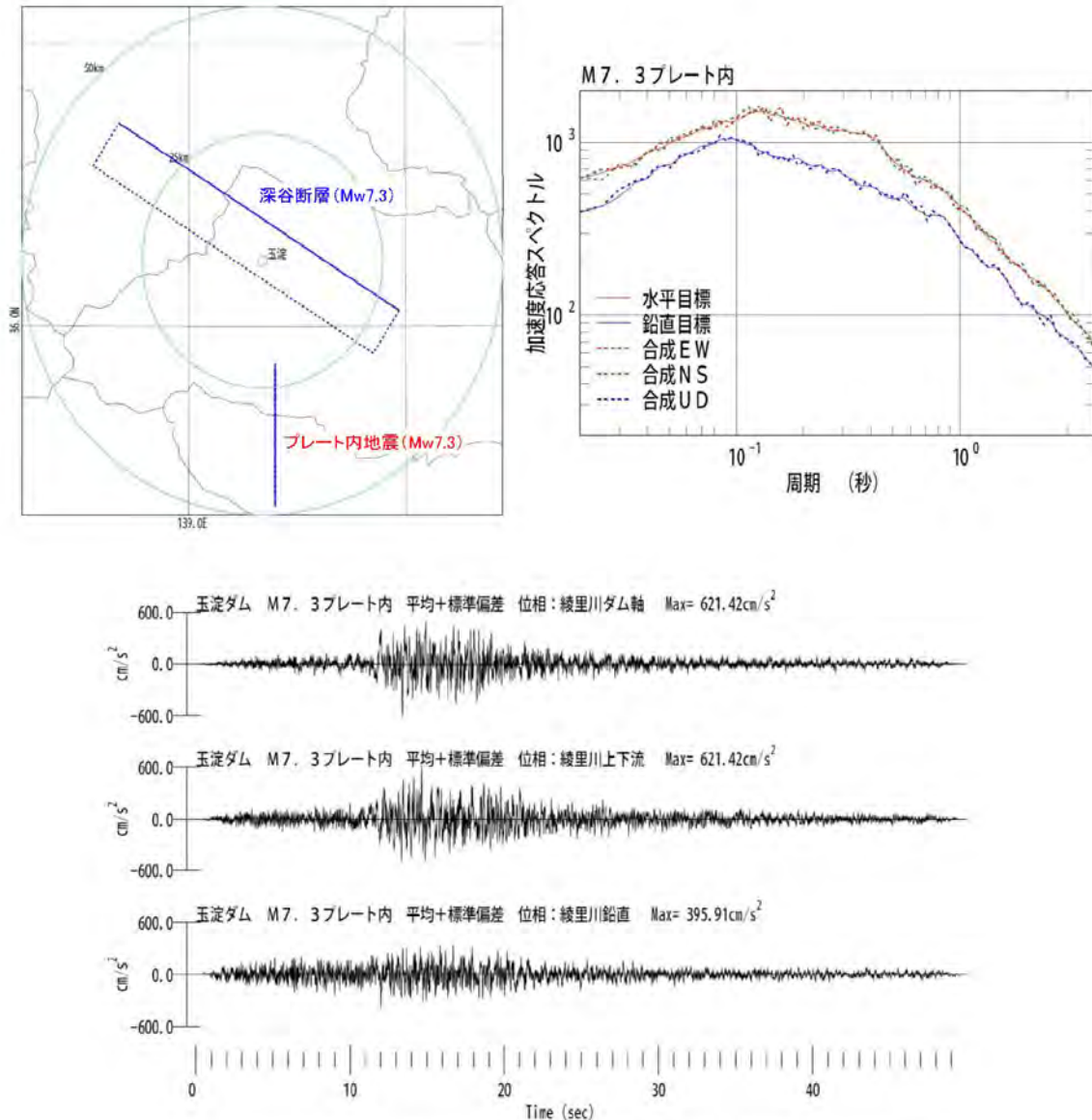
2. 耐震照査に用いる地震動

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

距離減衰式：H23 式

想定地震動：Mw7.3 プレート内地震

最大加速度：621 gal (水平)



※波形；2011/4/7 宮城県沖地震の綾里川ダム観測波を振幅調整

図 6.1.3-1 耐震照査用地震動の設定

3. 全体モデルの解析

(1) 解析の目的、解析モデル・手法

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

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

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

表 6.1.3-3 3次元全体モデルの条件

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

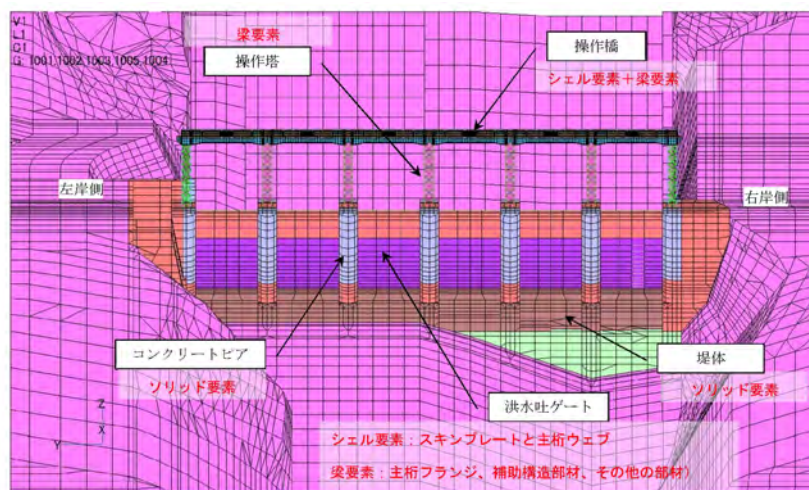
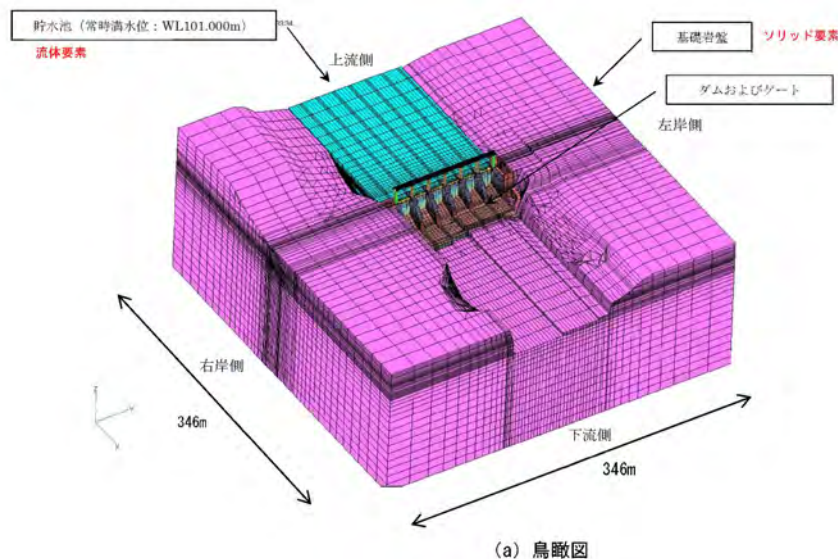


図 6.1.3-2 3次元全体モデル

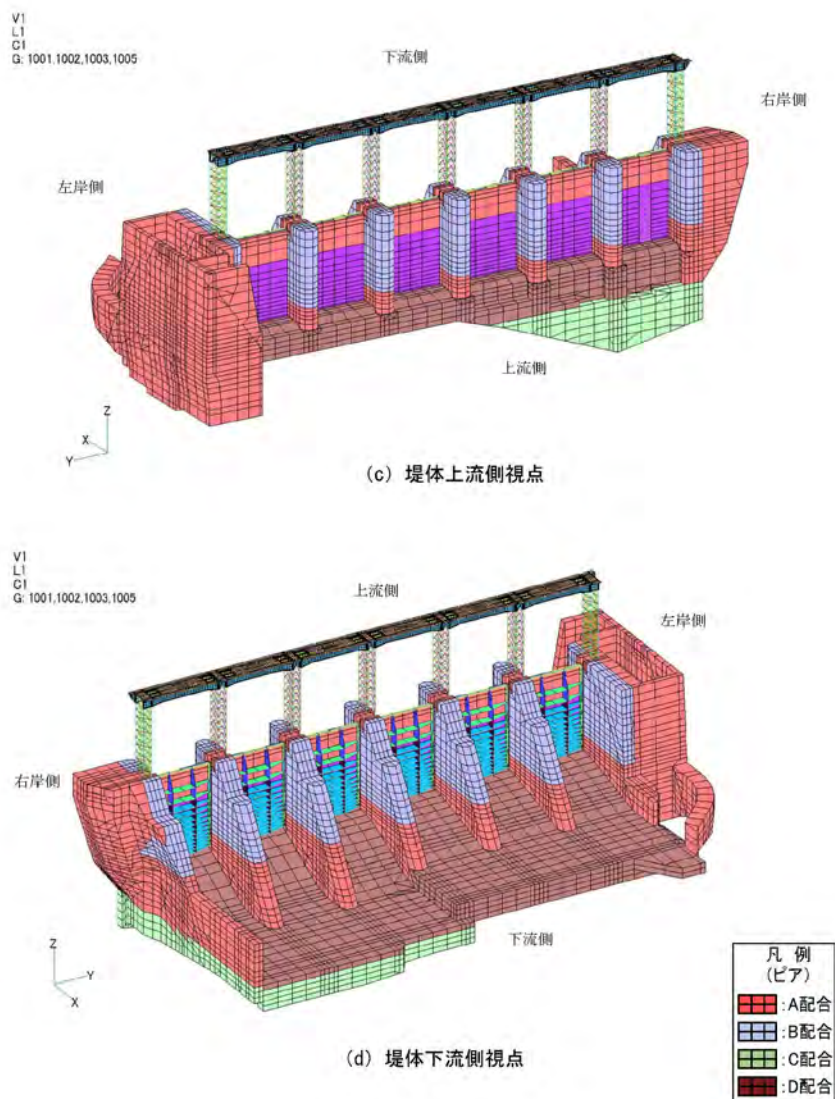


図 6.1.3-3 3次元全体モデル

(2) 解析条件

解析用物性値は以下の通りとした。

表 6.1.3-4 物性値 a(コンクリート)

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

表 6.1.3-5 物性値 b(岩盤)

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

表 6.1.3-6 物性値 c(鋼材)

項目		物性値
単位体積重量	kN/m ³	77.0
弾性係数	N/mm ²	206,000
ポアソン比	—	0.3

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

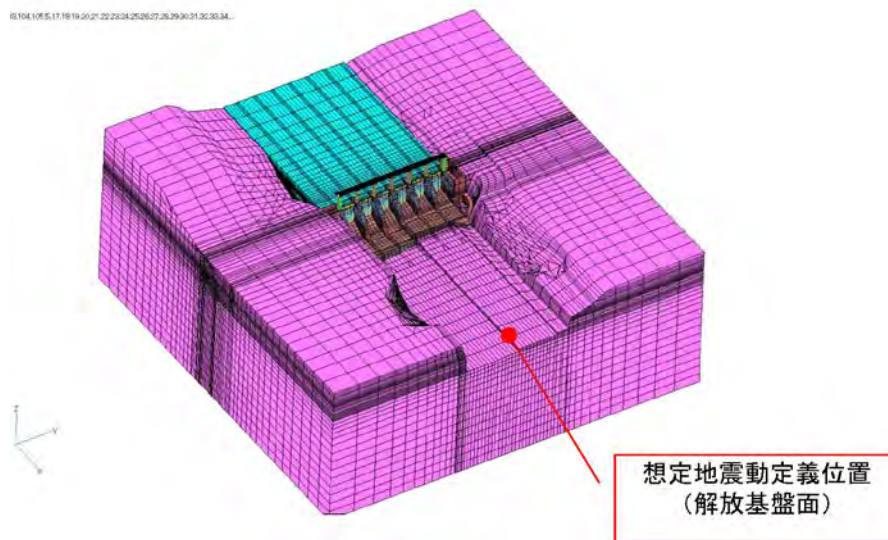


図 6.1.3-4 入力地震動の定義位置（引き戻し位置）

解析モデルの境界条件は下記の通りとした。

表 6.1.3-7 解析モデルの境界条件

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

(3) 全体モデルの解析結果（線形解析）

1) 応答加速度

a) ダム及びピアの応答加速度分布（図 6. 1. 3-5）

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

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

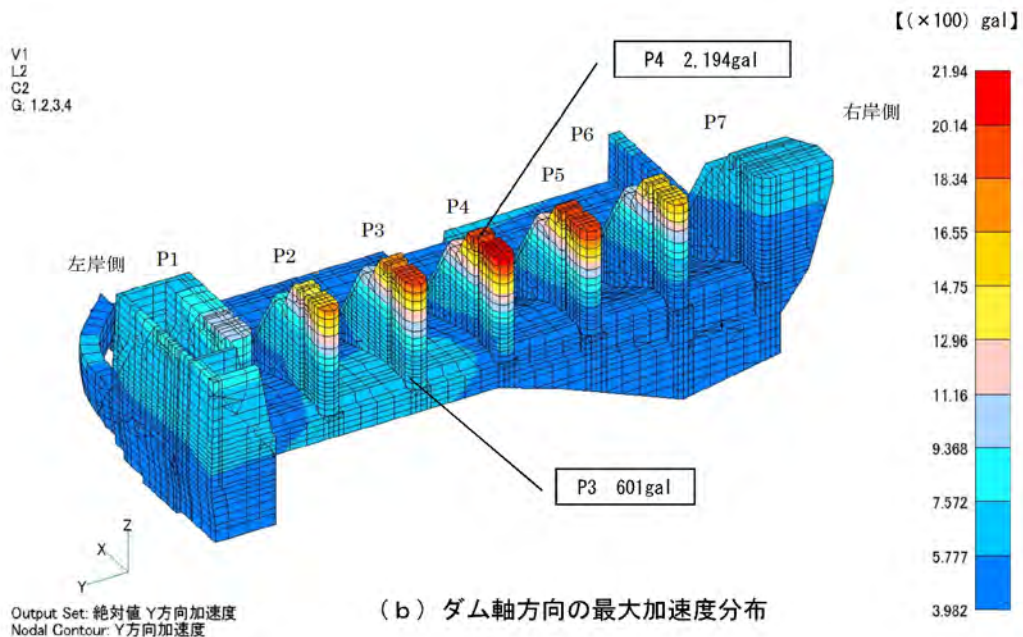
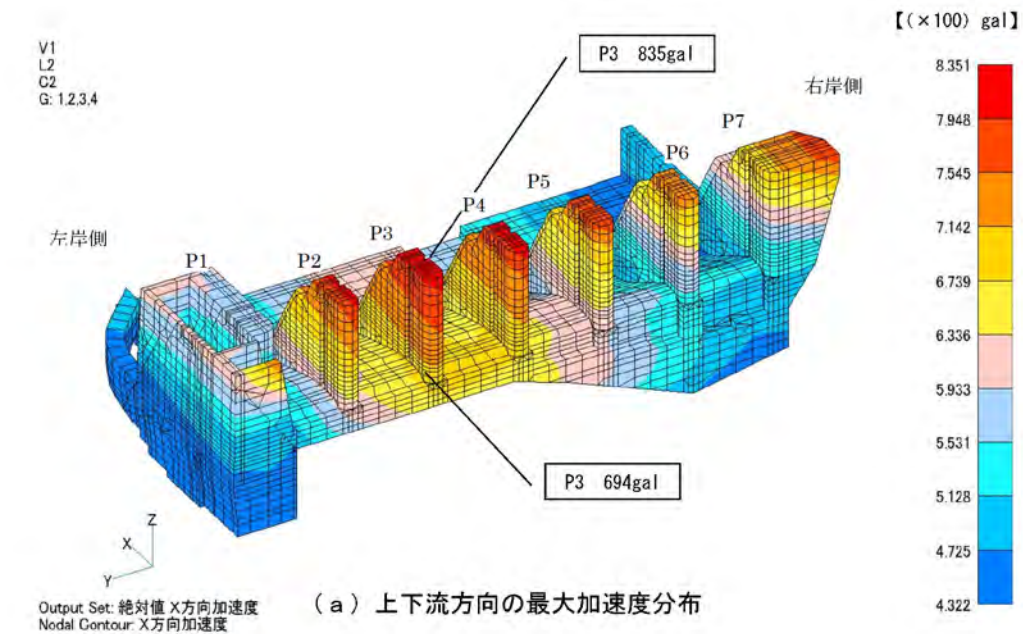


図 6. 1. 3-5 全体モデルの最大応答加速度分布（線形解析）

b) ピア基部入力加速度 (図 6.1.3-6)

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

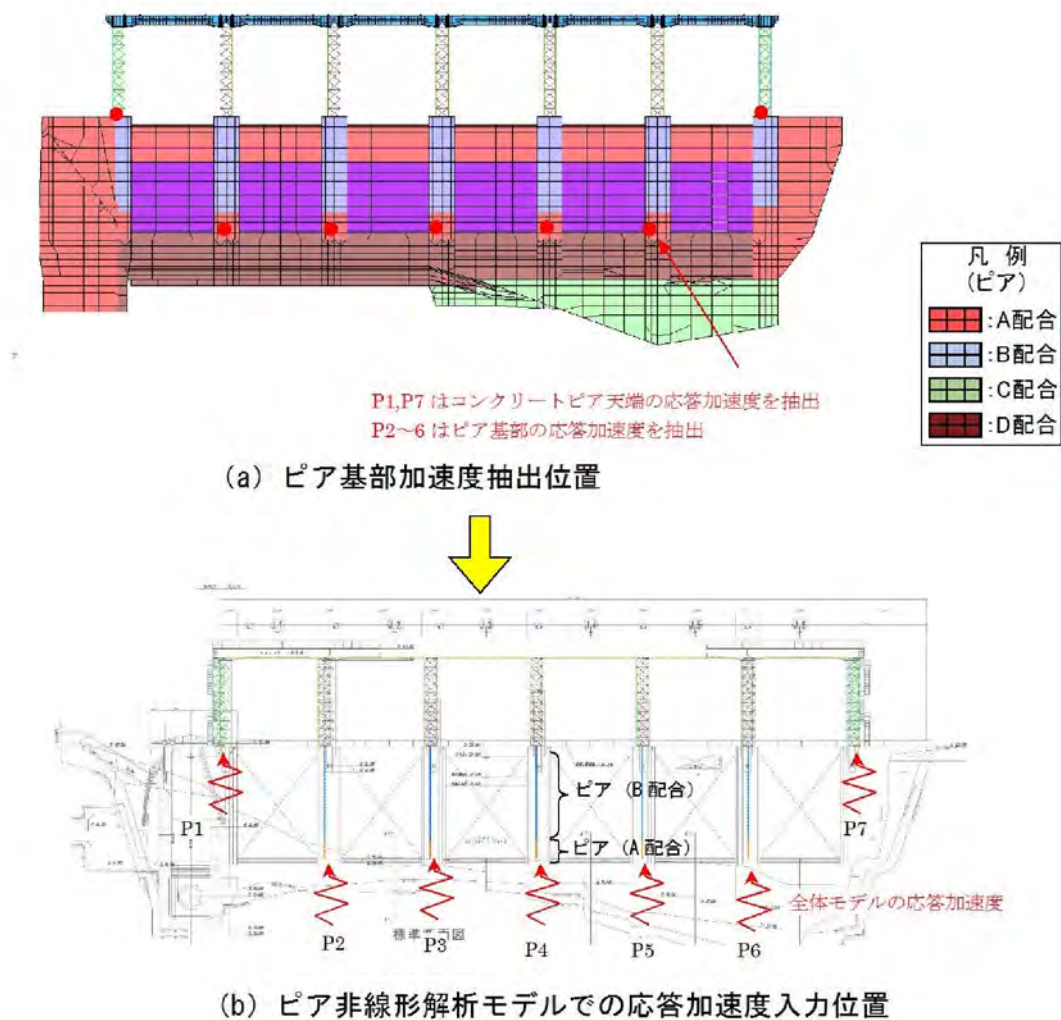


図 6.1.3-6 ピア基部の応答加速度抽出位置とピアの解析モデルへの入力イメージ

表 6.1.3-8 ピア部の応答加速度

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

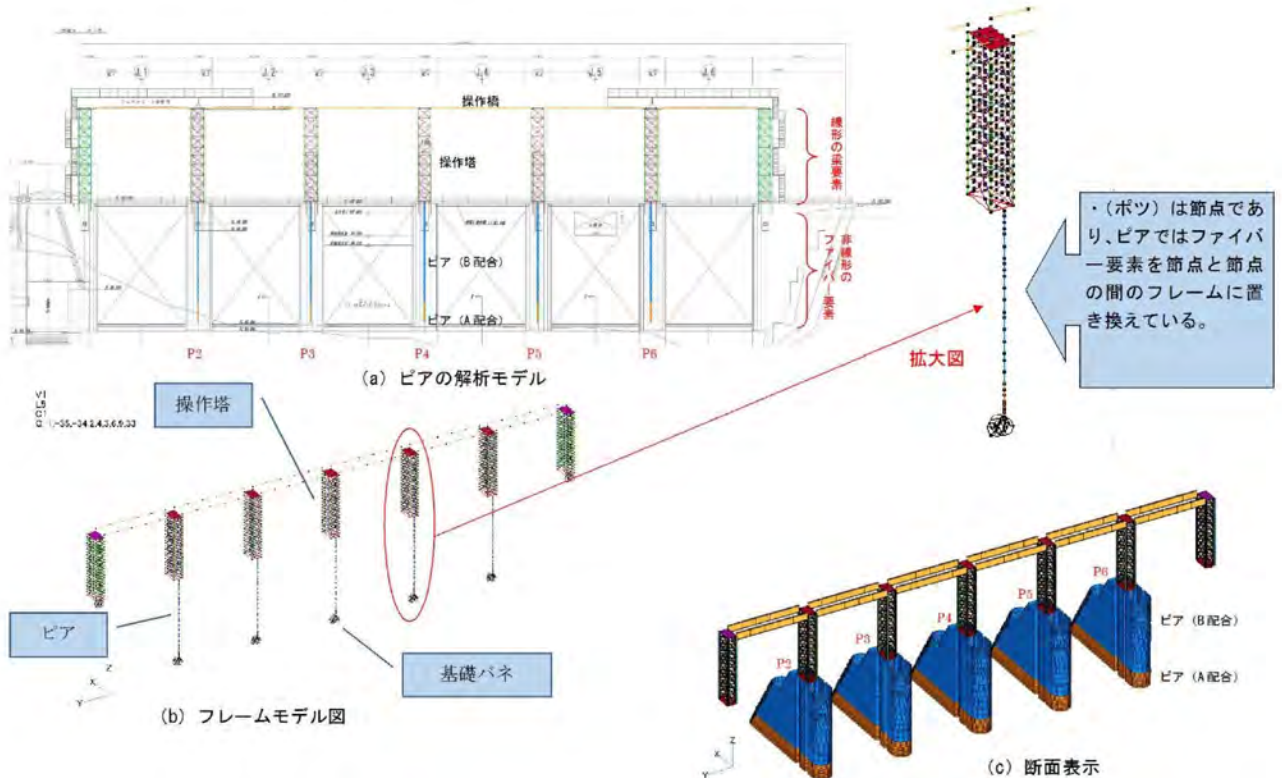
4. ピアモデルの解析

(1) 解析の目的、解析モデル・手法

ピアモデルによる解析は、非線形解析により照査を行った。

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

ピアは「非線形ファイバー要素」、その他は「線形の梁要素」でモデル化した。



※ファイバー要素

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

コンクリートピアは非線形ファイバー要素

その他は線形梁要素である。

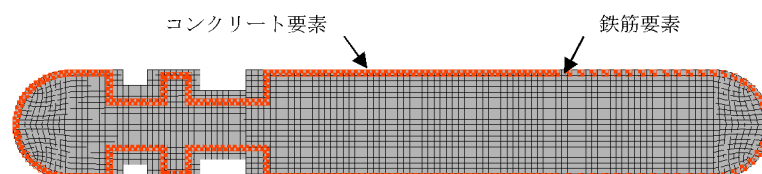


図 6.1.3-8 ファイバー要素の断面

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

(2) 解析条件

解析用物性値は以下の通りとした。

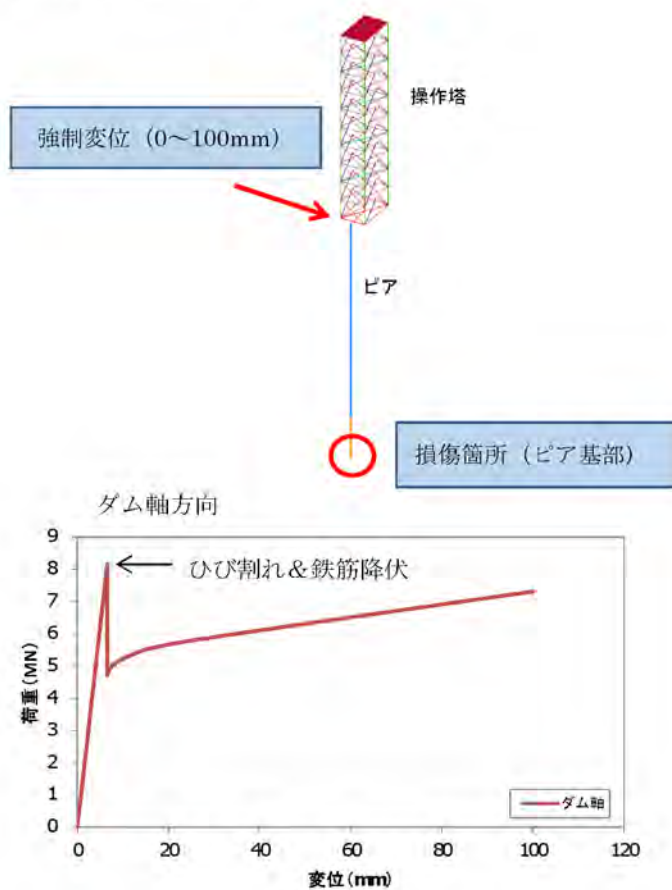
表 6.1.3-9 コンクリートの動的物性値

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

表 6.1.3-10 鉄筋の物性値

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

※参考 プッシュオーバー解析



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

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

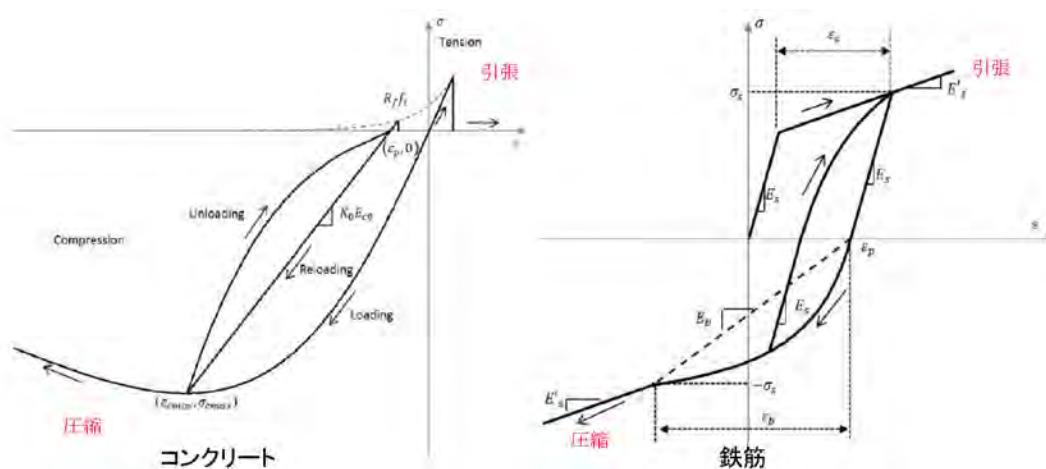
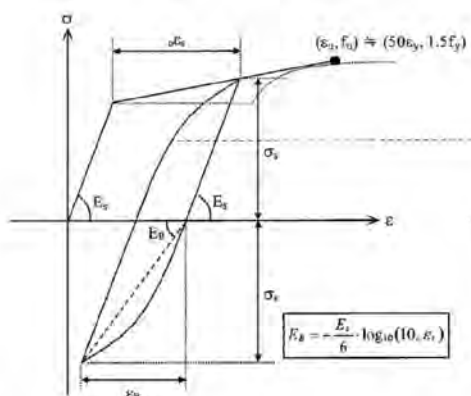


図 6.1.3-9 コンクリートと鉄筋の非線形構成則

【鉄筋の二次勾配】

鉄筋降伏後の弾性係数を 1/100 に設定した。

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



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

◆コンクリート標準示方書から求めた二次勾配

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

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

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

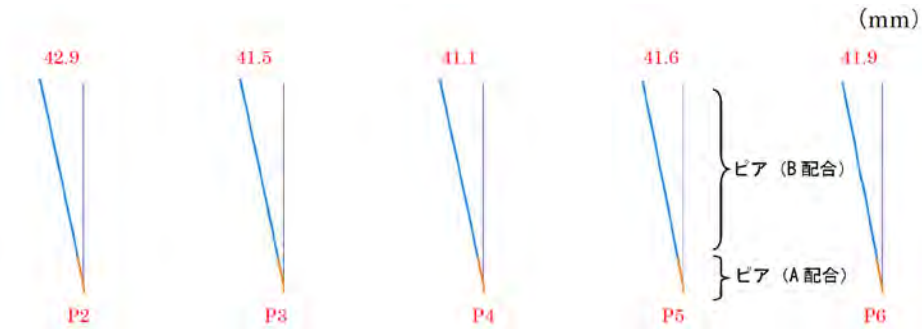
$= 2,105 \text{ N/mm}^2$ （よって、同等）

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

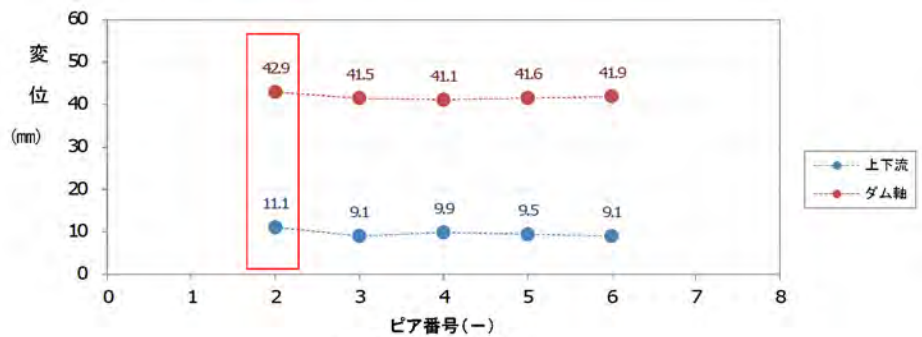
(3) ピアモデルの解析結果

1) 応答変位

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



(a) ピアの変形図（ダム軸方向最大変位発生時）



(b) 最大応答変位

図 6. 1. 3-10 ピア天端の最大応答変位

2) 曲げ損傷状況

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

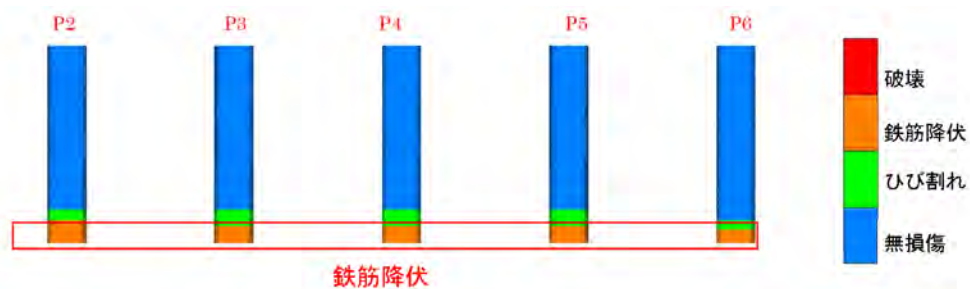
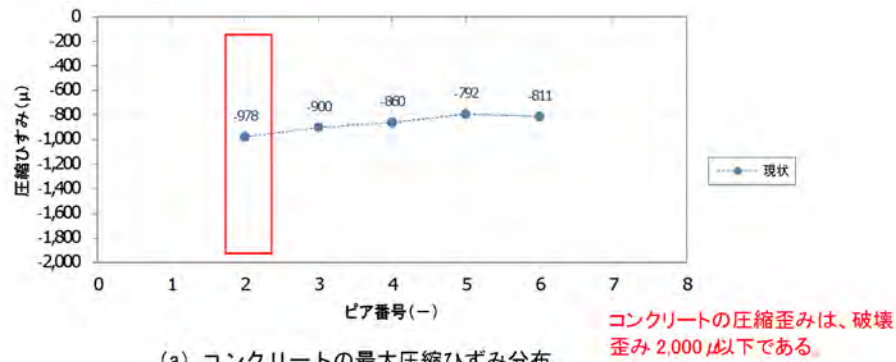


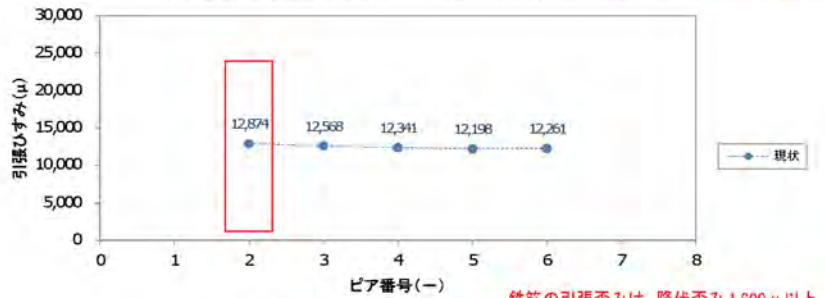
図 6. 1. 3-11 ピアの曲げ損傷の状況

3) 発生ひずみ

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



(a) コンクリートの最大圧縮ひずみ分布



(b) 鉄筋の最大引張ひずみ分布

図 6.1.3-12 ピア基部の発生歪み

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

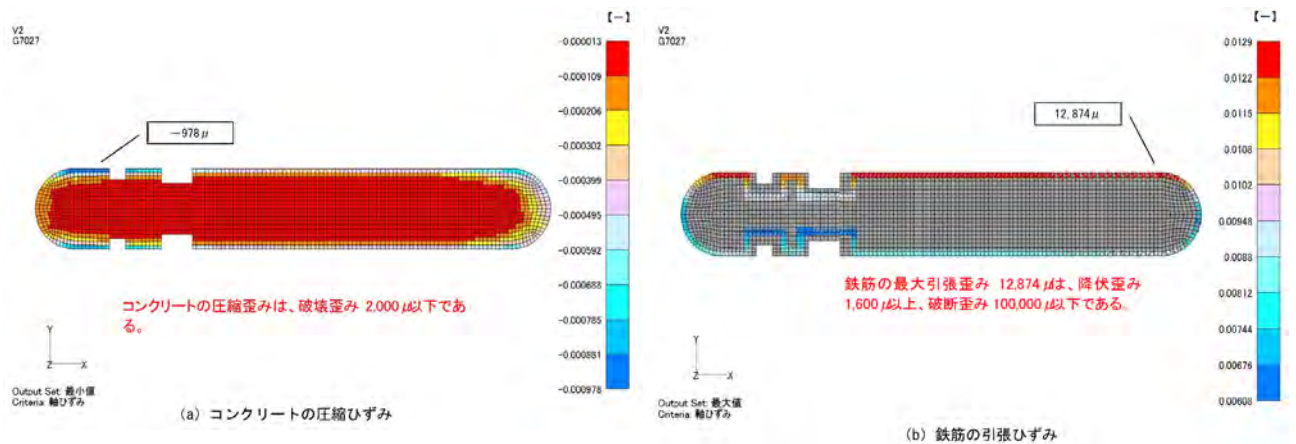


図 6.1.3-13 ピア基部の発生ひずみ分布

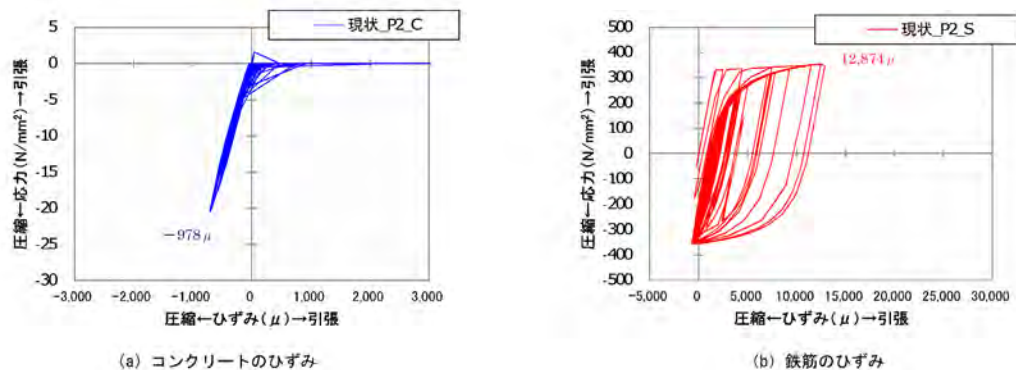


図 6.1.3-14 最大・最小ひずみ発生要素の応力-ひずみ履歴曲線 (代表: P2)

4)せん断力

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

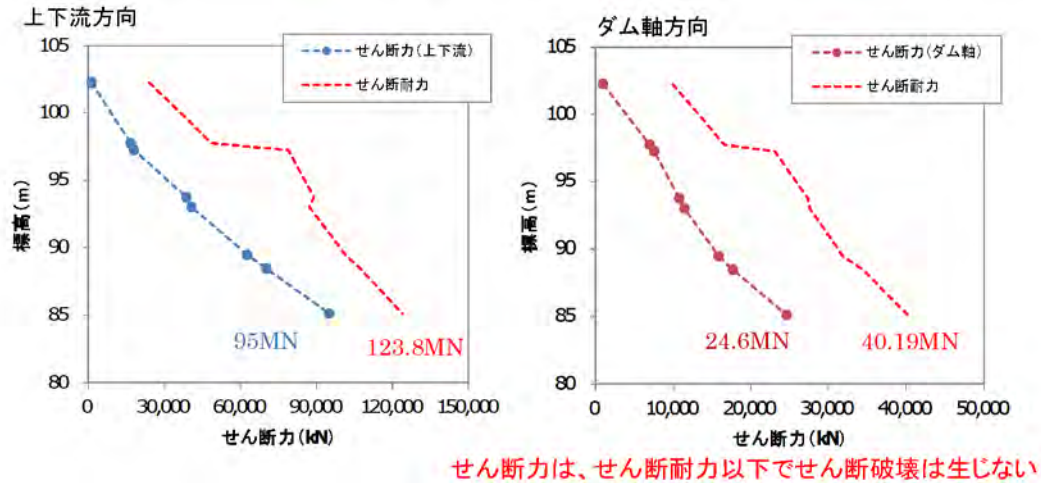


図 6.1.3-15 せん断力分布（全てのピアの最大値）

(4) ピアモデルの耐震照査結果

1)照査基準

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

表 6.1.3-11 ピアの照査基準一覧

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

2)照査結果

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

表 6.1.3-12 ピアの照査結果一覧

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

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

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

5. 操作塔の耐震性能照査

(1) 解析結果

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

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

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

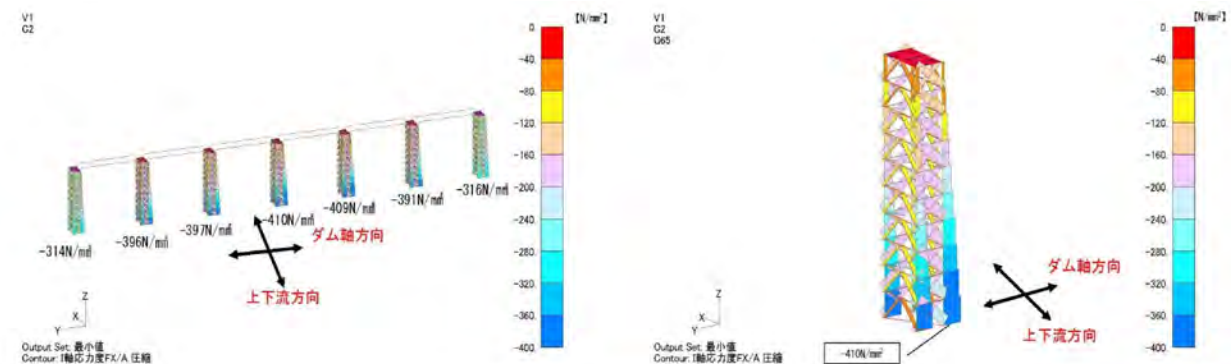


図 6.1.3-16 操作塔の軸圧縮応力の分布

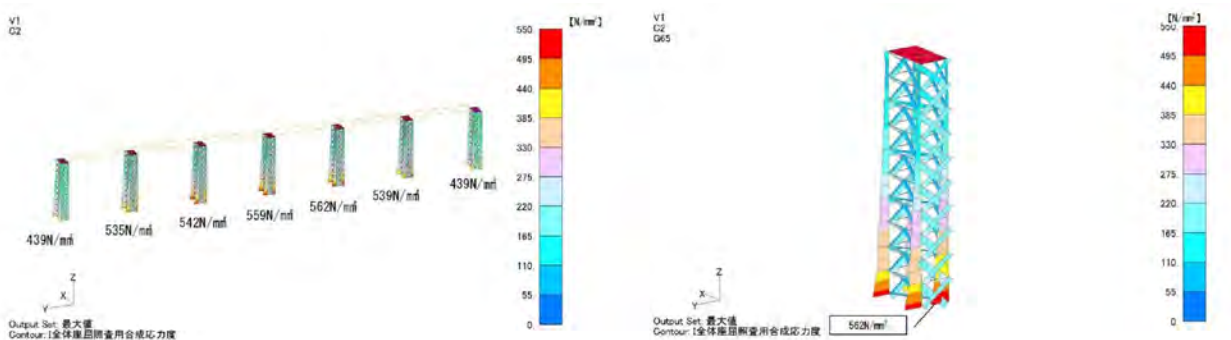


図 6.1.3-17 操作塔の合成応力の分布

(2) 耐震照査結果

1) 照査基準

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

表 6.1.3-13 操作塔の照査基準

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

2) 照査結果

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

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

3) 操作塔の補強対策工法案

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

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

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

表 6.1.3-14 操作塔の照査結果

1) 局部座屈の照査

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

表 6.1.3-15 操作塔の照査結果

2) 全体座屈の照査 (圧縮応力を受ける部材としての照査)

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

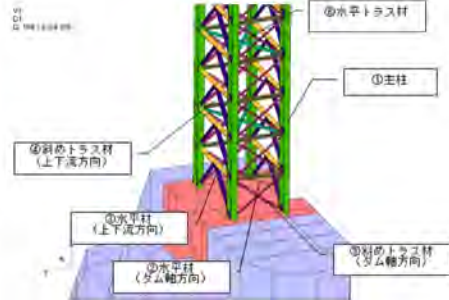
σ_{cr} : 長さの概念がない座屈強度 (鋼材の降伏強度 235N/mm²)
 σ_{cr} : 長さの概念を入れた座屈強度

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

3) 塑性化の照査

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

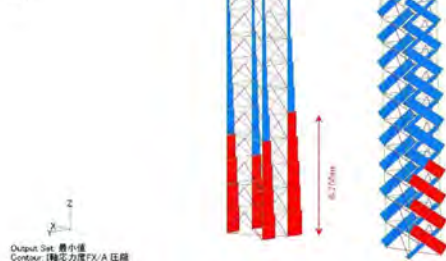
※降伏ひずみの2倍および10倍に相当する応力に換算した結果。



まとめ

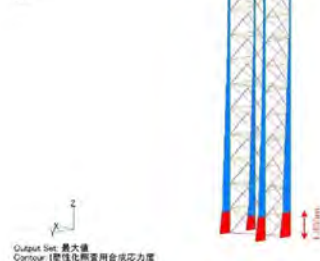
- 1) 主柱 (主要構造部材)、斜めトラス材を除いて、照査基準を満足する。
- 2) 主柱 (主要構造部材) は、局部座屈、全体座屈、塑性化の照査基準を満足しない。
斜めトラス材は全体座屈の照査基準を満足しない。

V1
C2
G63



(a) 座屈の照査基準を満足しない範囲

V1
C2
G63



(b) 塑性化の照査基準を満足しない範囲

図 6.1.3-18 操作塔の照査結果が NG になる範囲

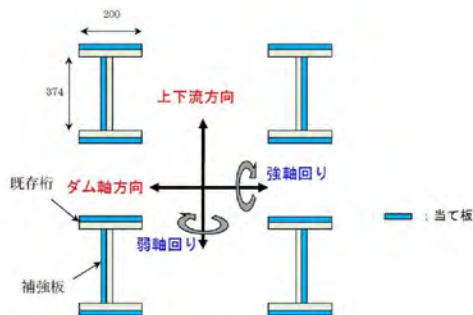


図 6.1.3-19 耐震補強案

6. ゲートの耐震性能照査

(1) 耐震性能照査方法

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

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

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

表 6.1.3-16 ローラーゲートの限界状態及び照査基準

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

(2) 解析モデル

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

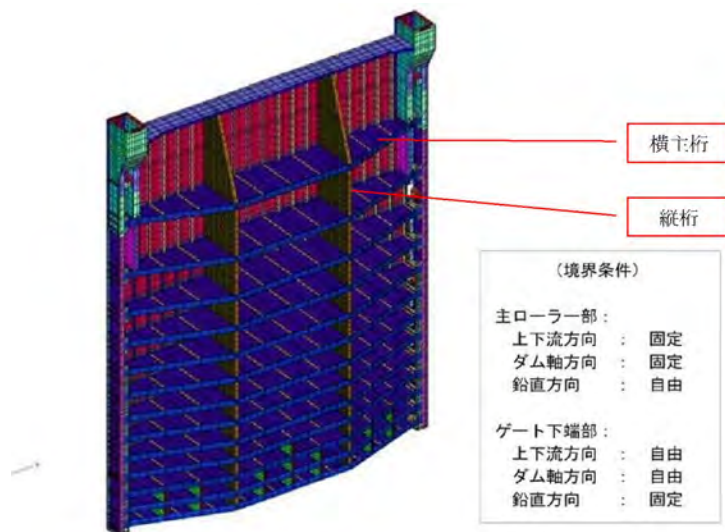


図 6.1.3-20 ゲートの 3 次元解析モデル

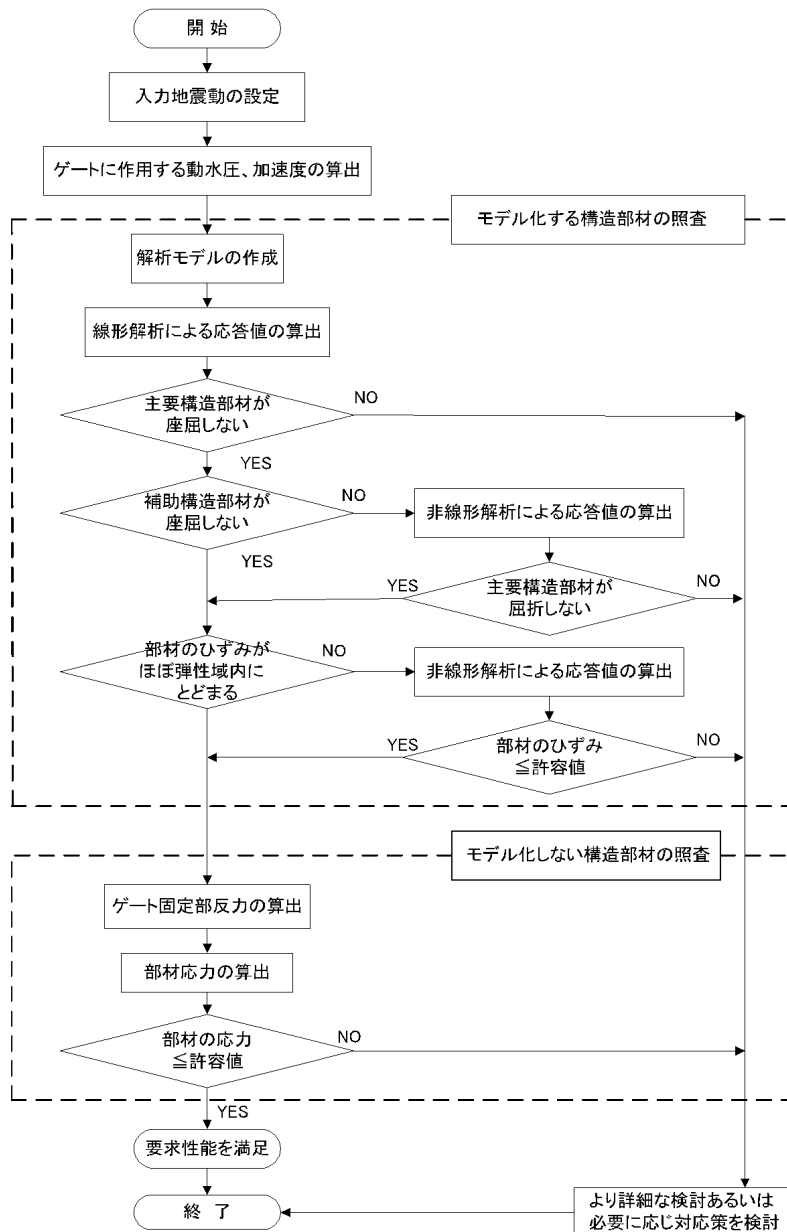


図 6.1.3-21 ローラーゲートの耐震性能照査フロー

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

(3) 地震荷重

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

(4) 耐震性能照査結果（合成応力分布）

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

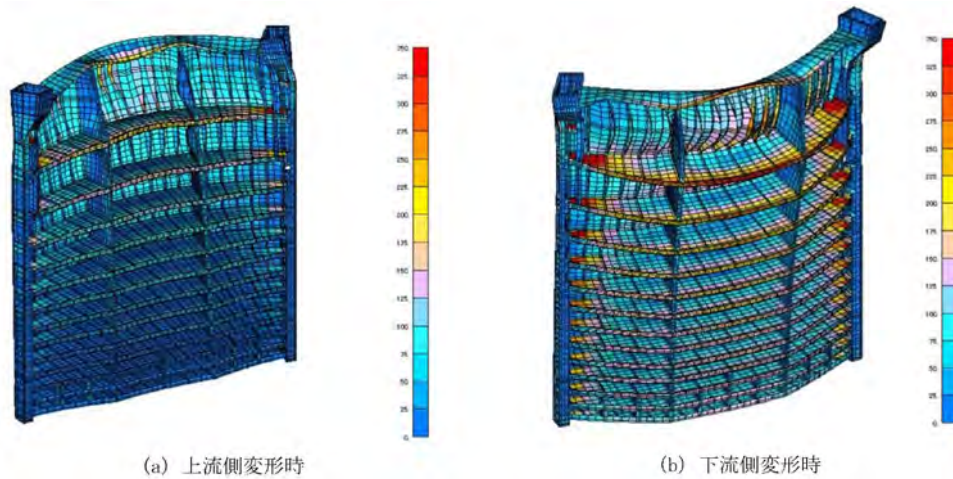


図 6.1.3-22 ゲートの合成応力分布

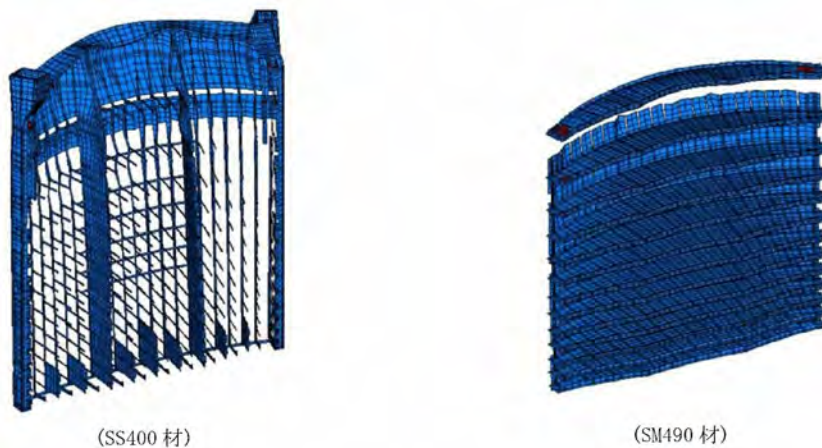


図 6.1.3-23 ゲートの合成応力分布（上流最大変位時 14.29s）

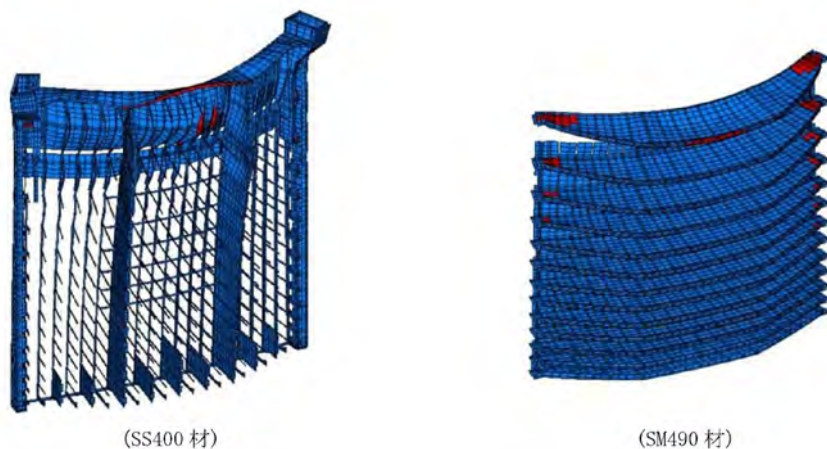


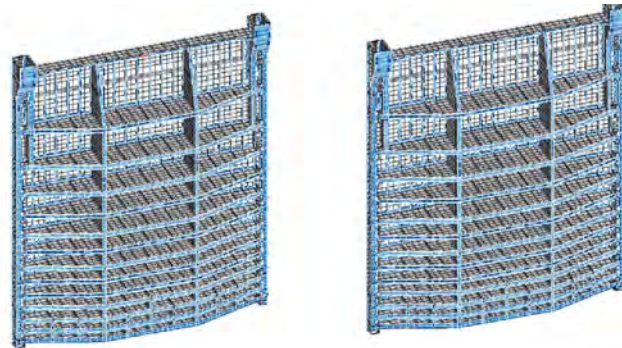
図 6.1.3-24 ゲートの合成応力分布（下流最大変位時 14.37s）

(5) 横倒れ座屈

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

(6) 局部座屈

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

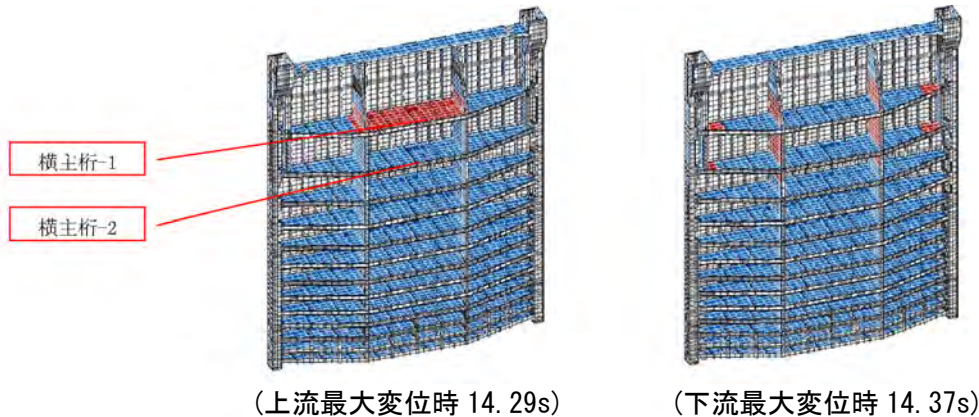


(上流最大変位時 14.29s) (下流最大変位時 14.37s)

図 6.1.3-25 局部座屈照査図

(7) 曲げとせん断を受けるパネル座屈

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



(上流最大変位時 14.29s)

(下流最大変位時 14.37s)

図 6.1.3-26 曲げとせん断を受けるパネル座屈照査図

(8) その他、モデル化していない部材の照査

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

戸当り金物は、ほぼ弾性域に留まる状態である。

ゲート上下流方向の変位は小さく水密性を確保できる。

(9) ゲートの耐震性能照査のまとめ

以下に、大規模地震時におけるローラーゲートの耐震性能の照査結果を列記する。

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

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

表 6.1.3-17 ゲートの照査結果

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

【事例 3-2】頭首工の耐震照査例

報文 「大雪頭首工の補修・補強工法について

(既設頭首工の耐震補強検討工法の報告)」皆川ら, 2015

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

旭川開発建設部 旭川農業事務所 第1工事課

○皆川 創
小野 隆司
佐竹 達也

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

キーワード：耐震設計

1. はじめに

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



図-1 当麻永山用水地区位置図

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

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

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

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

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

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



写真-1 大雪頭首工全景

2. 大雪頭首工の諸元

(1) 耐震性能照査の基本

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

(2) 堰柱構造の概要

本頭首工は、洪水吐ゲートとして鋼製ローラーゲート

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



写真-2 P3堰柱

3-1. 耐震性能照査

(1) 堰柱のモデル化

a) モデル作成の基本方針

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

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

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

b) フレームモデルの作成

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

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

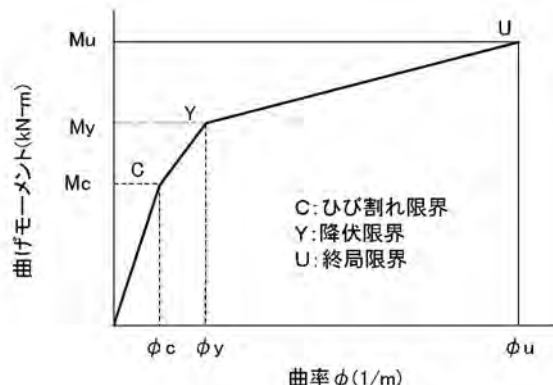


図-2 $M-\phi$ 特性（リニア型）の例

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

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

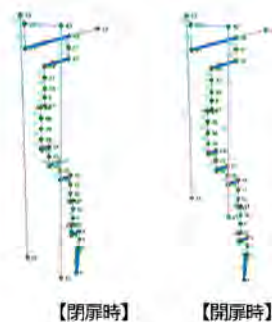


図-3 フレームモデル

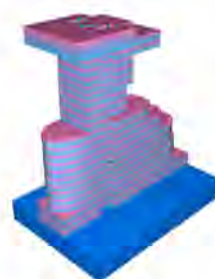


図-4 ソリッドモデル

3-2. 耐震性能照査方法の検討

(1) 耐震性能照査方法

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

(2) 固有値解析

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

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

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

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

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

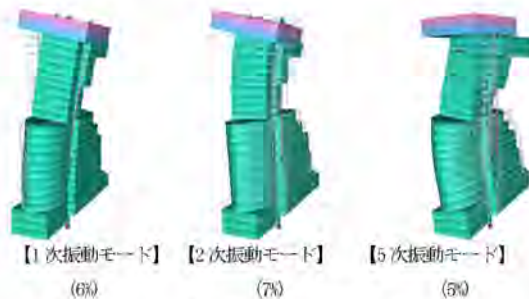


図-5 固有値解析結果によるモード図(有効質量比)

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

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

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

(3) 時刻歴応答解析

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

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

表-1 動的解析に用いる地震動

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

※) タイプⅠ：プレート境界型地震、タイプⅡ：内陸直下型地震

※) 1種地震：良好な洪積地盤及び岩盤

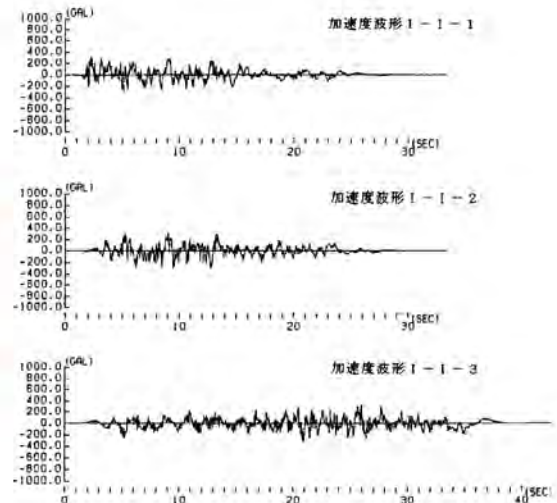


図6-1 動的解析に用いる地震波形に用いる地震波形
【タイプⅠ震動】

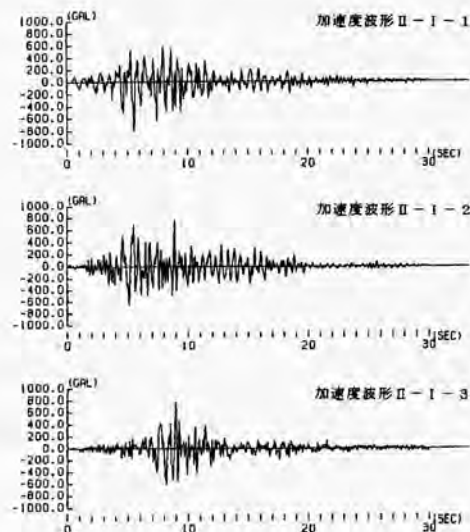


図6-2 動的解析に用いる地震波形に用いる地震波形
【タイプⅡ震動】

3-3. 耐震性能照査結果

動的解析の照査項目は、曲げ、せん断、変位とし、下記基準で照査を行った。

①曲げに対する照査

各部材の応答曲率 ϕ_r が許容曲率 ϕ_a 以下となることを照査する。

②せん断に対する照査

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

③変位に対する照査

堰柱の残留変位 δ_r が許容残留変位 δ_a 以下となることを照査する。

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

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

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

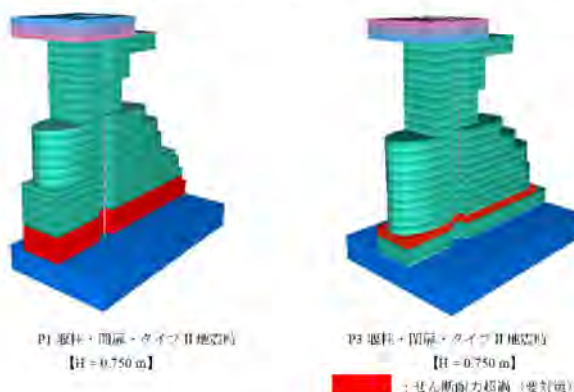
表-2 動的解析結果

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

※1 解析の結果、曲げ部材が破断しなかったため、残留変位は発生しない。

※2 流心方向については、全堰柱・全扉状態で安全性が確認された。

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



4. 耐震補強工法の検討

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

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

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

表-3 耐震補強工法の検討

	①鋼板巻立工法	②鉄筋巻立工法	③鋼筋コンクリート巻立工法
概要	堰柱基部に鋼板を巻き立て、コンクリートで充填する。	堰柱基部に鉄筋を巻き立て、コンクリートで充填する。	堰柱基部に鋼筋コンクリートを巻き立て、コンクリートで充填する。
工事概要	堰柱基部に鋼板を巻き立て、コンクリートで充填する。	堰柱基部に鉄筋を巻き立て、コンクリートで充填する。	堰柱基部に鋼筋コンクリートを巻き立て、コンクリートで充填する。
構造特性	鋼板がせん断力を担い、コンクリートが圧縮力を担う。	鉄筋がせん断力を担い、コンクリートが圧縮力を担う。	鋼筋コンクリートがせん断力を担い、コンクリートが圧縮力を担う。
留意事項	鋼板の腐食防止対策が必要。	鉄筋の腐食防止対策が必要。	鋼筋コンクリートの腐食防止対策が必要。
施工性	鋼板の巻き立て作業が容易。	鉄筋の巻き立て作業が容易。	鋼筋コンクリートの巻き立て作業が容易。
耐久性	鋼板の腐食防止対策が必要。	鉄筋の腐食防止対策が必要。	鋼筋コンクリートの腐食防止対策が必要。
経済性	鋼板の巻き立て作業が容易。	鉄筋の巻き立て作業が容易。	鋼筋コンクリートの巻き立て作業が容易。

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

5. まとめ

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

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

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

参考文献

1) 農林水産省「土地改良事業計画設計基準 設計「頭首工」

6.2 [資料]既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針

既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針

〔令和元年12月12日〕
既存ダムの洪水調節機能強化に向けた検討会議

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

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

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

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

(1) 治水協定の締結

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

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

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

<治水協定の主な内容>

○洪水調節機能強化の基本方針

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

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

(2) 河川管理者とダム管理者との間の情報網の整備

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

(3) 事前放流等に関するガイドラインの整備と操作規程等への反映

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

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

<ガイドラインの主な内容>

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

(4) 工程表の作成

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

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

(5) 予測精度向上等に向けた技術・システム開発

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

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

引用文献

- 1) 経済産業省原子力安全・保安院 他(2012)：水力発電施設の耐震性能照査マニュアル
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所(2005)：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料
- 3) 一般社団法人 ダム・堰施設技術協会(2016)：ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年3月改正）（基準解説編・設備計画マニュアル編）
- 4) 農林水産省農村振興局整備部設計課(2009)：鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）
- 5) 農林水産省農村振興局整備部(2015)：土地改良事業計画設計指針（耐震設計）
- 6) 日本地震工学会(2006)：性能規定型耐震設計 現状と課題
- 7) 公益社団法人 日本道路協会(2017)：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 8) 公益社団法人 土木学会(2018)：2017年制定 コンクリート標準示方書[設計編]
- 9) 財団法人 ダム技術センター(2011)：大規模地震に対するダムゲートの耐震性能照査手法の検討
- 10) 社団法人 水門鉄管協会(2015)：水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編
- 11) 国土交通省水管理・国土保全局治水課(2020)：河川構造物の耐震性能照査・解説 IV. 水門・樋門及び堰編
- 12) 国土交通省大臣官房官庁営繕部(2021)：（平成25年制定）官庁施設の総合耐震・対津波計画基準及び同解説 令和3年度版、一般社団法人 公共建築協会
- 13) 経済産業省原子力安全・保安院, 電源開発株式会社, 東電設計株式会社, 株式会社ニュージェック
（2012）：発電設備耐震性能調査（平成21～23年度）報告書
- 14) 中山義紀、大町達夫、井上修作(2008)：ダムゲートに作用する地震時動水圧の実用的評価式の提案、
土木学会論文集A、Vol. 64、No. 4
- 15) 社団法人 水門鉄管協会(2020)：水門鉄管技術基準 水門扉編

用語解説

本マニュアルで用いる主な用語の定義・意味等について補足的に解説する。

●耐震性能照査に関する用語

レベル1地震動

供用期間内に1～2度発生する確率をもつ地震動強さ。

レベル2地震動

現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動。

入力地震動

耐震性能照査の際に対象設備の解析モデルに入力する地震動。

耐震性能

地震の影響に対して構造物が保持している性能。

要求性能

耐震性能を満たすための限界となる状態。

照査

構造物が要求性能を満足しているかを、解析等により判定する行為。

限界状態

要求性能を満足しなくなる対象構造物あるいは部材の限界の状態。

応答値

地震動により構造物に発生する加速度、速度、変位及び応力等の値。

照査基準

地震動によって生じる部材等の状態が、限界状態を超えないことを確認するための基準。

●構造解析に関する用語

解析モデル

構造物、地盤、貯水などの解析対象をコンピュータで扱えるように、数学的に近似して表したもの。

部材

構造物を構成する梁、柱、壁等の総称。

地震応答解析

地震動による構造物や地盤の応答を推定、評価するための解析の総称。

静的解析

地震力が作用しない常時（非地震時）における自重等の影響のみを考慮して構造物等に生じる変形や応力状態を求めるための解析。地震動など実際には時間的に変動する外力の作用を動的に考慮するのではなく、静的な荷重（慣性力）に置き換えて考慮し、それが作用した時の構造物等の応答（変形や応力等）を推定しようとするものは、擬似的な静的解析である。耐震設計においては、従来から広く用いられてきた震度法や塑性域の挙動も評価する際に用いられる地震時保有水平耐力法などが該当。

動的解析

地震動など時間的に変動する外力の作用を動的に考慮し、それに対する構造物の応答（変形や応力等）を求めようとする解析。

線形動的解析

材料に生じる応力とひずみの関係が線形（比例）関係にあるものとして構造物等の動的挙動を調べる解析。鋼構造の場合は、適用範囲は $2\varepsilon_y$ までを限度として、それ以上のひずみを算出する場合には非線形解析を用いる。コンクリート構造の場合、基礎部などマシブな部材で塑性化する可能性が小さい箇所については線形材料と仮定し、解析効率を向上させることができる。

非線形解析

材料の応力-ひずみ関係、部材あるいは構造物の力と変位との関係を非線形で与える解析方法。

許容応力（度）

構造物が荷重に対して破壊又は過大な変形を生じないように、部材に生ずる応力を使用材料に応じて制限する必要がある、この限度を示す応力度。材料の基準強度を安全率で除して求める。参照・引用した文献・基準によって許容応力と表記している場合もあるが、本マニュアルでは基本的に許容応力度の用語を用いる。

許容安全率

本マニュアルでは取水塔基礎（コンクリート）の剛体としてのせん断摩擦安全率の許容値を示す。

構造物・貯水連成解析

構造物と貯水の動的相互作用を直接的に考慮する数値解析手法の一つ。

付加質量

貯水を非圧縮性流体と近似した場合、貯水に接している構造物に作用する地震動の動水圧は、構造物に付加的な質量を与えることで影響を考慮できることになる。このときに付加する質量を貯水による付加質量と呼ぶ。付加は一般に付加質量マトリクスで表されるが、近似的には集中質量で表すことも多い。

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。

シェルモデル

部材をシェル（平板、殻）要素でモデル化した 3 次元有限要素モデル。

ソリッドモデル

部材をソリッド（立体）要素でモデル化した 3 次元有限要素モデル。

リバー要素

汎用 FEM 解析ソフトウェア「Abaqus」で表現可能な要素タイプの一つで、補強層のモデルとして用いることができる。元々は、「鉄筋(reber:リバー)」を意味しており、膜、シ

ェル、表面要素に対して、単軸補強材の層として定義する。

M-φモデル

軸力一定のもとで M (モーメント)- ϕ (曲率)関係をあらかじめ求め、曲げ変形のみを考慮して骨組構造の耐震解析を行う方法で、道路橋示方書で採用されているモデル。この手法は、軸力変動を伴う場合などの複雑な負荷条件に対しては適用が繁雑になる。

ファイバーモデル

有限要素法における梁部材のモデルの 1 つであり、動的解析における材料非線形問題を扱うことができるのが大きな特徴である。ファイバーモデルは、部材断面を微小断面に分割し、各々の分割要素に応力-ひずみ関係と分担面積を与えることで非線形部材を設定するものであり、梁の変形状態(軸歪みと曲率)から梁に作用する断面力を求める。

降伏応力

材料の塑性が開始する応力のこと。これ以上の応力が発生すると、除荷しても元の形状に戻らず永久ひずみが残る（降伏点とも呼ばれる）。多くの鋼材では、応力-ひずみ曲線は降伏応力までは直線となる線形弾性体であるが、明確な降伏応力が存在しない材料では、除荷時に 0.2%の永久ひずみが残る点を 0.2%耐力と呼び、降伏応力の代わりに使用することが多い。

固有値解析

固有値解析は構造が保有している振動的な特性を求める解析手法。ここでいう振動的な特性とは固有振動数、固有モードである。固有値解析では、あくまで振動的な特性を求めるため入力荷重はなく、解析結果として固有モードの変形形態を見ることができるが、変形量自体に意味はない。また、通常の固有値解析では減衰がない状態での固有振動数と固有モードのみを求めることになる。

固有値解析では前述のように、構造の固有振動数と固有モードを求めるため、当該構造物がどのくらいの周期(周波数)で、どのように振動するかが解ることになる。

弾性域

鉄筋コンクリート部材では、荷重レベルの低い段階からコンクリートにひび割れが発生するため、厳密には荷重－変位曲線は非線形になるが、巨視的に見て、荷重－変位曲線がほぼ直線で、かつ塑性変形の影響が無視できると見なせる領域のこと。

塑性域

構造部材が降伏後、降伏点を超過して応力－ひずみ関係が直線性を外れひずみが増大する領域。

塑性率

構造物が降伏を超過して塑性変形を生じるとき、想定している状態で生じている降伏変位（ひずみ）を含む塑性変位（ひずみ）と降伏変位（ひずみ）との比をいう。

残留変位

ある材料にその弾性限度応力以上の力を加えたとき、その力をとり去ってもあとに残る変位の大きさ。

副次的な塑性化

弾性限界を越えることは認めてもわずかな塑性変形量に制限し、エネルギー吸収は期待しないが、部材の機能を損なわないような最小限の損傷に留まる状態のこと。

エネルギー一定則

弾塑性復元力特性を有する 1 自由度系構造物が地震動を受けた場合に、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ等しくなるという考え方に基づく近似的な解法。塑性域に入っても部材の水平耐力が減少することなく変形できる領域が大きい（大きな塑性変形性能を有する）場合、部材が降伏した以降においても地震動のエネルギーを吸収する効果を評価することが可能となる。

破壊形態

部材が曲げモーメントとせん断力を同時に受けるときに、終局水平耐力（曲げ耐力）及びせん断耐力の何れかに先に達するかによって判定される。部材の破壊形態を知ること、部材の塑性変形性能を知る上で重要であり、例えばプッシュオーバー解析においては、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移

行型、せん断破壊型の何れかの形態かを判定することになる。

バウシンガー効果

一度ある方向に塑性変形を与えたのち、逆方向の荷重を加えると、再び同方向に荷重を加えたときより塑性変形が低い応力でおこる効果。

流体要素（液体要素）

ダム本体やゲート等の構造解析において、動水圧を考慮する際の貯水は流体（液体）要素としてモデル化する。流体は圧縮・膨張する性質を持っているが、この影響を無視できない流体のことを圧縮性流体と呼ぶ。シリンダーに入った圧縮性流体を考えた場合、ピストンが移動すると、それに合わせて流体の体積が変化するが、系全体の質量は変化しない。そのため、体積が変化した分だけ流体の密度が変化することになる。

一方、圧縮や膨張の影響を無視できる流体のことを非圧縮性流体と呼ぶ。非圧縮性流体では流体の体積は変化せず、密度は常に一定であるとして扱われる。圧力や温度による密度変化が小さい場合には非圧縮性流体として近似することによって、その取扱いを大きく簡略化することができるため、ダム、ゲート等の構造解析では非圧縮性流体として取り扱われることが多い。

加速度応答スペクトル

地震動に対する 1 自由度系 (1 質点減衰系) の最大応答と系の固有周期 (又は固有振動数) の関係を加速度の最大応答に着目して図示したもの。なお、同じ波形の地震動を受けても、構造物の揺れ (応答) はその構造物の動的応答特性によって異なるものとなる。このような地震動の波形と構造物の応答の関係を構造物の固有周期と減衰定数の関数として表示したものが応答スペクトルであり、このうち加速度応答に着目したものが加速度応答スペクトルである。したがって、対象とする構造物の揺れやすい周期 (固有周期又は固有振動数) と減衰定数があらかじめわかっているならば、対象とする地震動波形に対する応答スペクトルを参照することにより地震時における構造物の揺れ (ここでは加速度応答) の最大値を推定出来ることになる。

●ダム付帯設備に関する用語

ローラゲート

貯水圧に対してダムのピア（堰柱）の左右両側に配置された主ローラによって巻上げ力を減少する構造のゲート。構造に安定性があり、比較的作用水圧が小さい洪水吐ゲートとして使用されている。

ラジアルゲート

扉体を支承ピンを介してダムのピア（堰柱）に取り付け、同ピンを中心に回転して開閉動作を行うゲート。ダムの洪水吐その他に多く使用される。水圧が回転軸に集中し、開閉摩擦抵抗は主として開閉軸周辺の摩擦力となる。一般に重量もローラゲートに比べ軽く、戸溝を必要とせず、渦流が生じることもなく、堰柱も軽くてよい。