

国営造成農業用ダム耐震性能照査マニュアル

平成 24 年 3 月
農林水産省 農村振興局

留意事項

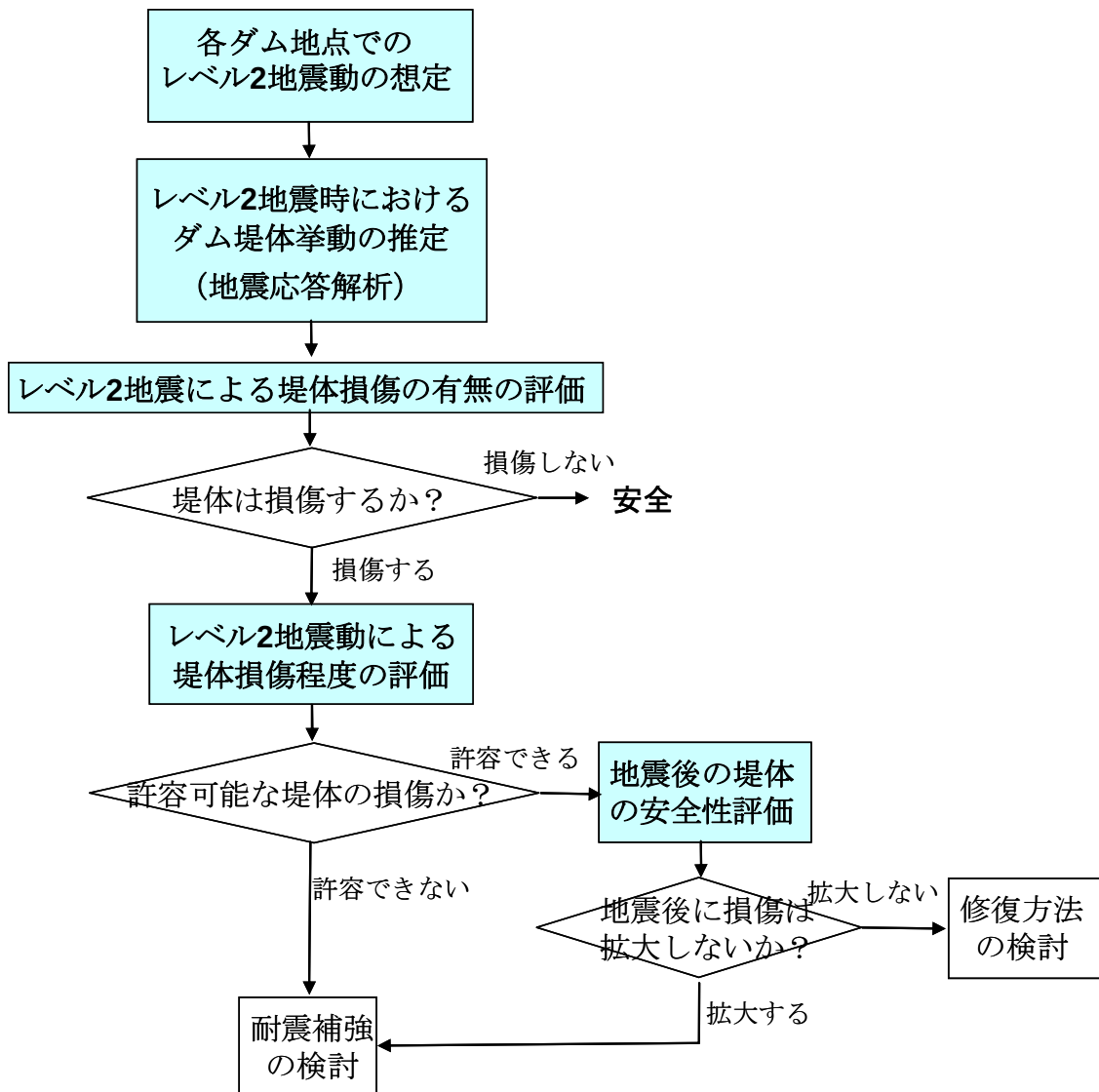
本マニュアルは、国営造成農業用ダムのレベル2地震動に対する耐震性能照査手順を確認することを目的とした資料として、（独）農村工学研究所の協力を得て作成したものである。

耐震性能照査の実施に当たっては、本資料と併せ、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での事例や、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。

大規模地震に対する国営造成農業用ダムの 耐震性能照査の流れ

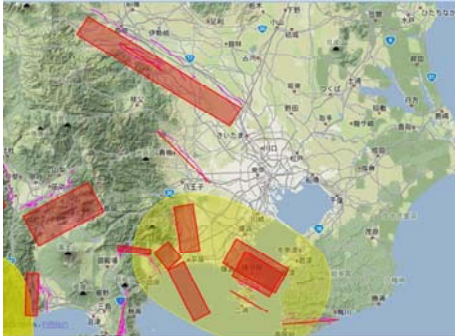
大規模な地震が発生しても、ダム堤体に壊滅的な損傷が生じないことを照査する

* 耐震性能照査は、設計・施工内容の確認、機能診断による健全性の確認を行った後に実施する。



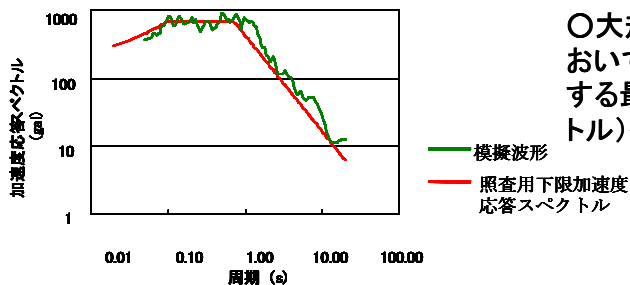
1. 各ダム地点でのレベル2地震動の想定

レベル2地震動とは、各ダムサイトで将来にわたって発生すると考えられる最大級の地震動のこと



○ダム地点等の地震観測記録、震源と想定される活断層やプレートの調査結果からレベル2地震動を想定

○内陸活断層型、プレート境界型を想定した波形を設定



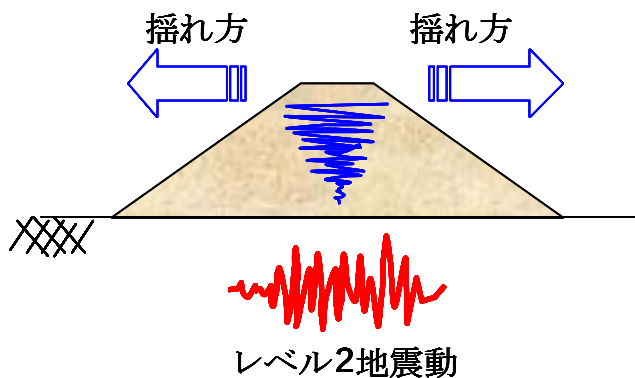
○大規模地震の発生が想定されない地域においても、ダムが満足すべき耐震性能を規定する最低限の地震動(下限加速度応答スペクトル)を設定

2. ダム堤体挙動の推定（地震応答解析）

レベル2地震時に堤体の各箇所がどのように揺れるか(応答値)を数値解析(有限要素法)により推定

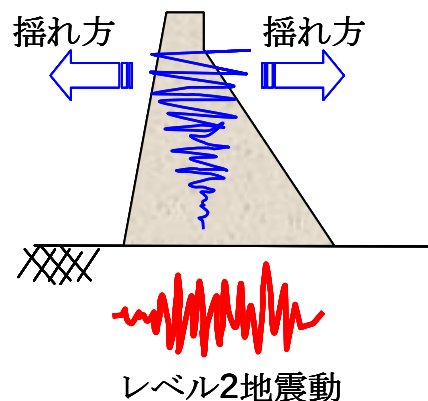
〔フィルダム〕

非線形弾性動的解析*



〔重力式コンクリートダム〕

線形弾性動的解析*



* 堤体材料の違い(土とコンクリート)により、異なる手法を用いる。

3. 堤体損傷*の有無の評価

レベル2地震動による堤体損傷*の有無について、応答値と堤体耐力の比較等により確認

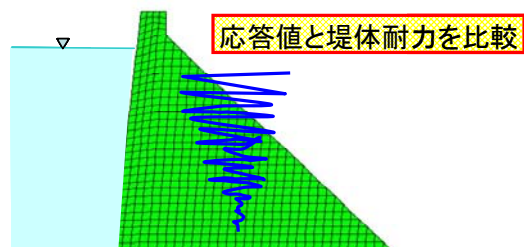
〔フィルダム〕



*対象とする損傷形態

◇円弧すべり

〔重力式コンクリートダム〕



レベル2地震動

*対象とする損傷形態

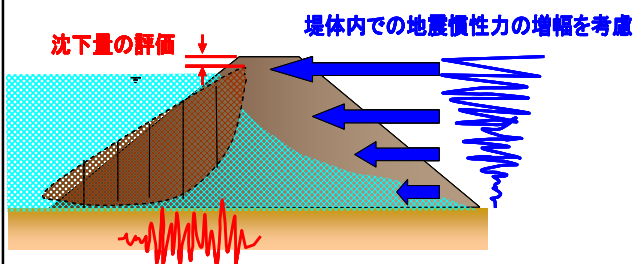
◇堤体に発生する引張クラック ◇堤体の転倒
◇堤体材料の圧縮破壊 ◇堤体の滑動

堤体の損傷がない場合は照査終了

4. 堤体損傷程度の評価

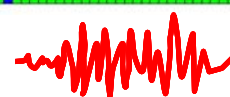
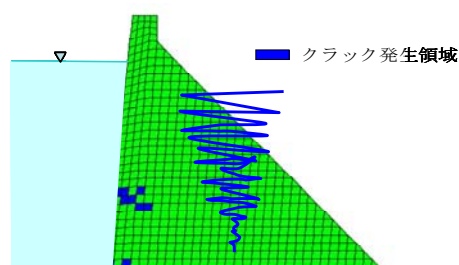
堤体が損傷した場合、その程度がダムの貯留機能を喪失させるかを評価

〔フィルダム〕



◇すべり土塊の移動量の評価
(Newmark法による塑性変形解析)

〔重力式コンクリートダム〕



レベル2地震動

◇地震時における堤体の引張クラックの進展程度
(損傷過程を考慮した非線形動的解析)

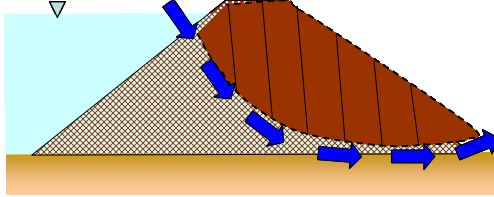
5. 地震後の堤体の安全性評価

レベル2地震動により損傷した堤体が、貯水圧により被害が拡大しないか評価

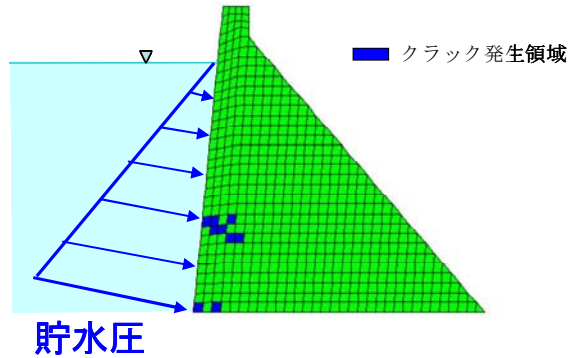
〔フィルダム〕

〔重力式コンクリートダム〕

浸透水による堤体の損傷



◇貯水による浸透破壊



◇貯水圧による堤体の引張クラックの進展

《目 次》

I.	目的	1
II.	照査手法の概要	3
1.	フィルダム	3
2.	重力式コンクリートダム	7
III.	国営造成農業用ダムにおける耐震性能照査手順	12
1.	フィルダム	12
2.	重力式コンクリートダム	13
IV.	照査手順の解説	14
IV.1	ダム基本情報の収集	15
IV.2	入力地震動の設定	17
1.	既往の地震動に関する情報およびデータ収集 と原種波形の設定	18
1.1	対象ダムでの地震観測記録の確認	18
1.1.1	地震計の記録項目の確認	19
1.1.2	加速度波形記録の確認	20
1.2	ダム周辺での地震動に関する資料収集	21
1.2.1	対象ダム周辺で過去に発生した地震の確認	21
1.2.2	対象ダム周辺で過去に発生した地震に関する データ（震源、マグニチュード等）の収集と 加速度時刻歴波形データの調査	22

1.2.3 対象ダム周辺で得られた加速度時刻歴波形データの検討	23
1.3 過去の大規模地震で観測された他のダムにおける加速度時刻歴波形データの調査	24
2. 地震動の強さに関する検討と加速度応答スペクトルの設定	25
2.1 震源と想定される活断層やプレート境界の調査とダムの距離減衰式による地震動強さの予測	26
2.1.1 震源と想定される活断層やプレート境界の確認	26
2.1.2 各震源断層におけるデータの収集 (断層面の位置と範囲、および断層パラメータ)	28
2.1.3 ダムの距離減衰式による地震動の強さの予測	30
2.2 対象ダムサイトもしくはその周辺で観測された既往の地震動における加速度応答スペクトルの作成	32
2.2.1 対象ダムサイトもしくはその周辺で観測された利用可能な加速度時刻歴波形データの収集	32
2.2.2 既往の地震動における加速度応答スペクトルの作成	33
2.3 照査用下限加速度応答スペクトル	34
2.4 想定地震における加速度応答スペクトルの設定	36
3. 入力地震動の設定	37
3.1 原種波形（または、模擬波形）の加速度応答スペクトルの作成と想定地震の加速度応答スペクトルとの比較	37
3.2 原種波形（または、模擬波形）のフーリエ振幅スペクトルの調整と模擬波形の更新	39

IV.3 国営造成農業用フィルダムの耐震性能照査	44
1. 堤体材料等に関するデータ収集	45
2. 液状化および特殊な条件の判定	47
2.1 液状化の簡易判定	47
—堤体および基礎における液状化等による強度低下の可能性の検討—	
(1)地形・地質情報を利用した液状化の可能性の概略予測	48
(2)地盤材料の物理試験結果を利用した液状化の可能性の予測	49
2.2 特殊な条件のフィルダムか否かの判定	51
3. 初期応力解析	52
3.1 自重解析	53
3.2 湛水解析	56
4. 地震応答解析	57
(1) $G_{\max}$ の算定方法	58
(2) 土の動的変形特性	59
(3) 構成モデル	62
(4) 解析対象ダムのモデル化	65
(5) 解析結果の評価と整理	66
5. すべり破壊の検証	67
5.1 すべり破壊の照査に用いる手法の選択	68
5.2 最大等価瞬間震度と分割法を用いる方法	69
—解析の実施と計算される安全率の評価—	

5.3	初期応力解析と動的解析から求まる応力を用いる方法 —解析の実施と計算される安全率の評価—	73
6.	塑性変形解析（照査Ⅱ）	76
6.1	すべり破壊の照査に用いた手法の確認	77
6.2	Newmark 法による塑性変形解析 —解析の実施と計算される変位量の評価—	78
6.3	渡辺・馬場の方法による塑性変形解析 —解析の実施と計算される変位量の評価—	81
7.	浸透破壊に対する安全性の検討	84
7.1	ダム型式の確認	86
7.2	アースダムにおける浸透破壊の検証 —遮水ゾーン内すべりの発生位置の確認—	87
7.3	土質遮水壁型ロックフィルダムにおける 浸透破壊の検証	87
7.4	フィルタ（ドレーン）による浸透破壊抑制効果 の検証	88
IV.4	国営造成農業用重力式コンクリートダムの耐震性能照査	92
1.	堤体材料等に関するデータ収集	93
2.	特殊な条件の農業用コンクリートダムか否かの判定	96
3.	初期応力解析	98
4.	線形動的解析による堤体損傷の有無の評価	101

4.1	線形動的解析	101
(1)	堤体（コンクリート）の弾性係数	102
(2)	ダム基礎（岩盤）の弾性係数	103
(3)	解析対象ダムのモデル化	109
(4)	減衰特性	110
(5)	動水圧	110
4.2	堤体損傷の有無の評価	112
(1)	堤体（コンクリート）の圧縮強度	113
(2)	堤体（コンクリート）の引張強度	113
(3)	ダム基礎（岩盤）のせん断強度と内部摩擦係数	116
(4)	局所せん断摩擦安全率	119
5.	非線形動的解析による堤体損傷の範囲と程度の評価	120
5.1	非線形動的解析	120
(1)	引張軟化特性	120
(2)	分布型クラックモデル（スミアドクラックモデル）	121
5.2	堤体損傷の範囲と程度の評価	123
6.	地震後における堤体の安定性検討	125
6.1	亀裂内における揚圧力の発生を考慮した非線形解析	125
6.2	地震後の堤体安定性評価	127
	用語解説	129

I. 目的

耐震性能照査とは、対象となるダム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。¹⁾

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。ダムにおける耐震性能Ⅱは、「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」と考えられる。

国土交通省が H17 年 3 月に制定した「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」（以下「指針（案）」という。）においても、耐震性能として「地震時に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されるとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」と定義されている。ここで、「貯水機能が維持される」とことは、制御できない貯水の流出が生じないことを意味する。また、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることは、適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲でダムの継続使用を可能とする範囲にとどまることを意味する。

このことから、国営造成農業用ダムにおいても、レベル2地震動に対する要求性能を照査することとする。

表 I.1 フィルダムにおける耐震性能照査

区分	耐震性能目標
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 ・ダムにすべり破壊が生じないこと ・ダムに残留変形が生じないこと
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 ・ダムにすべり破壊が生じないこと ・ダムに浸透破壊が生じないこと ・貯水がダムを越流しないこと ・ダムが決壊に至らないこと ・放流機能が維持されること
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

* 日本地震工学会：性能規定型耐震設計 現状と課題 より

表 I.2 重力式コンクリートダムにおける耐震性能照査

区分	耐震性能目標
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 ・ダムが転倒・滑動しないこと ・ダムにクラックが生じないこと
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 ・ダムに 貫通クラック が生じないこと ・ダムが決壊に至らないこと ・放流機能が維持されること
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

* 日本地震工学会：性能規定型耐震設計 現状と課題 より

1) 日本地震工学会： 性能規定型耐震設計 現状と課題

Ⅱ. 照査手法の概要

1. フィルダム

兵庫県南部地震（1995 年）以降、各機関において構造物の耐震設計法に関する検討及び設計基準の改訂が行われてきた。

農業用ダムについても、2003 年に改訂された土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」フィルダム編（以下、「設計基準」と示す）において、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動を考慮した、耐震設計法の考え方が示されている。しかしながら、これらは新規に建設されるダムを対象としたものであり、既設ダムの耐震性の照査は、既に堤体が存在すること、ある程度の地震に耐えてきていることを考慮し、震度法による安定解析による照査を実施し、必要に応じて動的解析等による検討を行うとされている。

一方、「指針（案）」では、土砂の流出を防止し、および調節するため設けるダム（砂防ダム）を除く、堤高 15m 以上のダムについて、ダム地点ごとに個別に設定したレベル 2 地震動を対象に耐震性能照査を実施することとしている。これは、ダムの社会的な重要度を高く評価した結果と考えられる。このため、既設の国営造成農業用フィルダムについても、同様の耐震性能照査が求められることとなる。

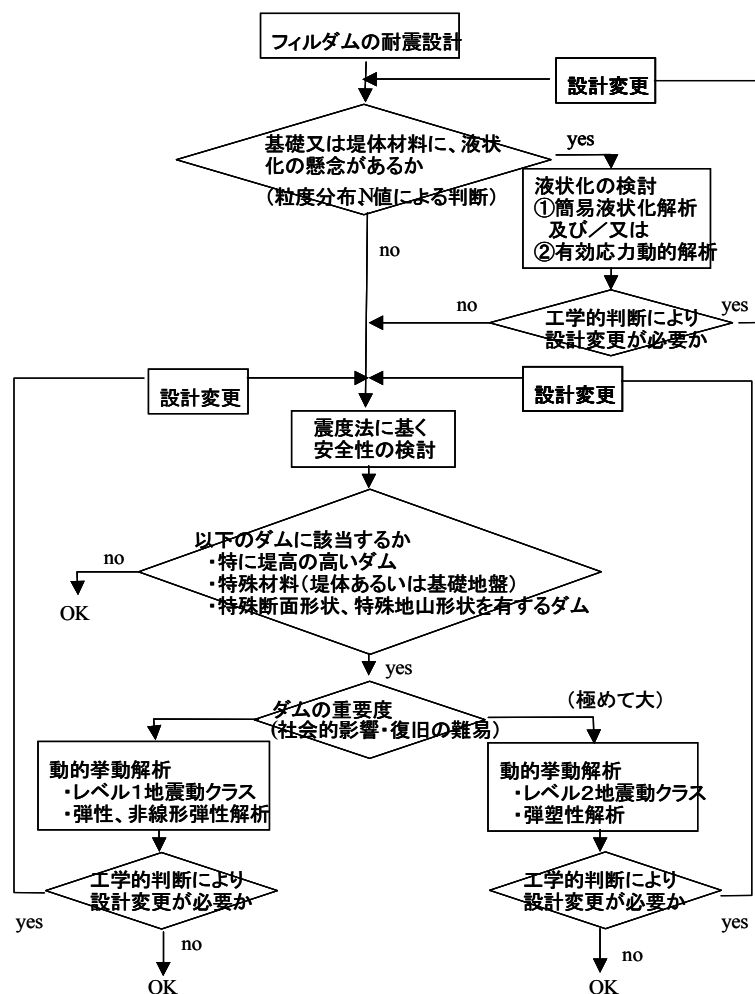


図-Ⅱ.1 「設計基準」における耐震設計フロー

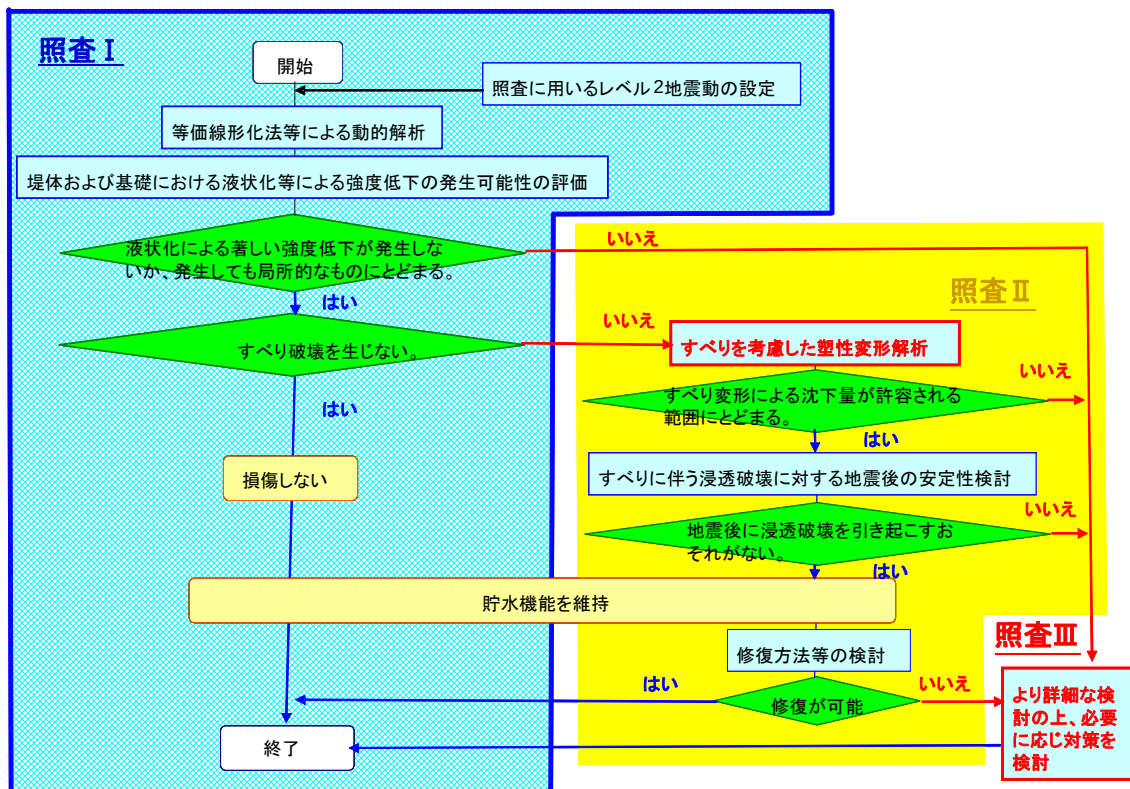


図-Ⅱ.2 「指針（案）」に示される耐震性能照査フロー

（大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説 に加筆）

*ここで用いる、照査Ⅰ、照査Ⅱ、照査Ⅲの用語は、本マニュアル中での説明にあたり便宜的に定義したものである。なお、本資料中では、以降この表現を用いる。

「設計基準」に記載されている耐震設計フロー図（図-Ⅱ.1）は、新設ダムを対象としたものであるため、「指針（案）」に示される耐震性能照査フロー図（図-Ⅱ.2）と若干異なる。具体的には、「設計基準」ではレベル2地震動についての照査法としては、（動的）弾塑性解析を用いることとされているが、「指針（案）」では、レベル2地震動を対象に動的解析を実施し、**照査Ⅰ***：動的解析の結果を用いたすべり解析による安全性の評価を実施する、**照査Ⅱ***：照査Ⅰによりすべりが発生すると判断された場合、そのすべり土塊の移動量を評価する、**照査Ⅲ***：すべり土塊の鉛直方向への移動量が1mを超える場合、堤体材料等の材料物性を詳細に調査した上で、より詳細な検証が可能な動的弾塑性解析等を実施する、といった段階的な評価法となっている。

「指針（案）」に示されたレベル2地震動に対する耐震性能照査を段階的に実施する方法は、築造年代や築堤材料、基礎の地質条件等が大きく異なる多様な既設の国営造成農業用フィルダムを対象とする場合に適した評価方法と考えられる。

なお、従来の耐震設計では、地域ごとに設定された一律の設計震度を用いて安定解析を実施していたが、本マニュアルで対象とする照査方法では、照査Ⅰとして、ダム毎に設定したレベル2地震動に対して、堤体の振動特性を評価し、その結果得られる設計震度を用いて安定解析を実施する。その結果、堤体にすべりが発生すると評価された場合、照査Ⅱとして、すべりが発生することを前提とし、すべり土塊の移動量を Newmark 法や、渡辺・馬場の方法で検討する。このため、照査Ⅰにより堤体にすべりが発生しないと評価された場合には、照査Ⅱを実施する必要はない。照査Ⅱの結果、すべり土塊の移動量が許容値以上となり、貯水が堤体を越流する可能性が懸念される場合には、照査Ⅲ

として、照査を行うために必要となる材料物性等を詳細に調査した上で、堤体の変形量についてより詳細な検証を行うことが可能と考えられる動的弾塑性解析等により、堤体の変形量を詳細に検討する。これら照査方法の概要を図-Ⅱ.3に示す。

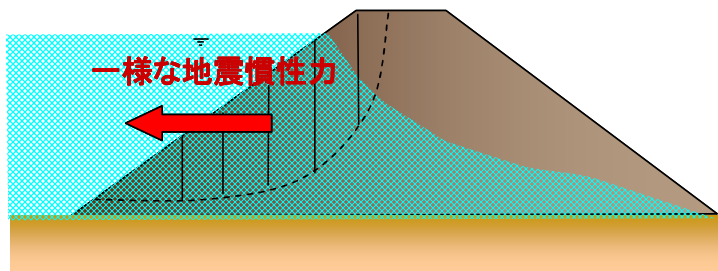
なお、このマニュアルで対象とするのは、堤体の安全性に関するものであり、付帯構造物や池敷き斜面等についての耐震性能照査は対象としない。また、堤体の安全性を評価する上で、最も危機的な状態となる貯水の越流の可能性を検証することを主眼としているため、堤体大変形の要因となりうる、すべり破壊や堤体および基礎の液状化の発生の検証が対象となっている。

照査Ⅰの段階で、安全性が確認されない場合、程度の差はあれ変状が生じることから、堤体の修復を検討する必要がある。しかしながら、堤体の修復については個々のダム状況に併せ検討すべきものと考えことから、本マニュアルでは取り扱わない。

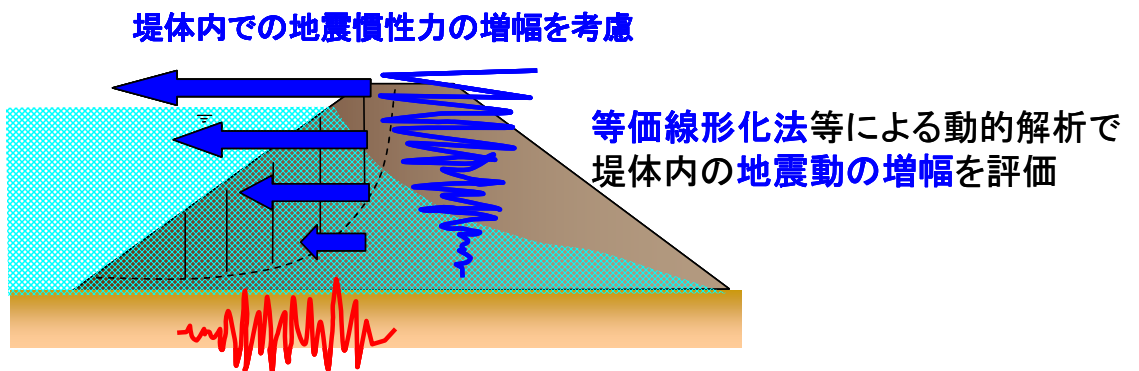
本マニュアルで解説を行う照査Ⅰ、Ⅱは、設計基準制定後に築造された一般的なフィルダムにおいて用いられる堤体材料により、震度法による安定解析で設計され、近代的な施工により築造されたダムを対象とする方法だと考えている。このため、軟弱な基礎や液状化の発生等が懸念される特殊な基礎上に築造されていたり、地震時の繰り返し荷重により強度低下する可能性があるなど特殊な材料により築造されたダムであることが確認された場合には、照査Ⅲによる詳細な検討を実施することとした。同様に、特殊な断面形状、地山形状を有するダム、堤頂長が長いダムなど特殊な形状のダムについても同様とした（「Ⅲ. 照査手順」参照）。また、農業用ダムにおいて、表面遮水壁型フィルダムは実施例が少なく、個別の検討が必要となるため、本マニュアルの対象外とした。

照査Ⅲにおいては、個々のダムの状況に応じた適切な検討が必要だと考えることから、本マニュアルでは取り扱っていない。なお、照査Ⅲでは、基礎や堤体材料についての詳細な調査、特殊な堤体形状が地震時の挙動に及ぼす影響、入力地震動の方向性の影響などを十分に検討した上で、適切な照査手法により検証を実施する必要があるが、これらについては個々の事例において対応すべき課題が多く、今後の技術的検討課題である。このため、照査Ⅲの実施が必要と判断される場合は、専門家等の助言を得ることが望ましい。

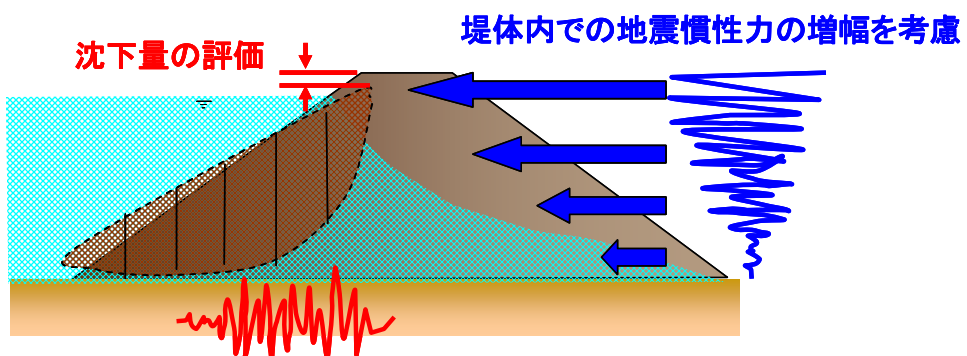
また、実際の大規模地震時に頻繁に観察される、堤体の沈下や天端上でのテンションクラック、アバット付近に発生する上下流方向のクラックについては、このマニュアルでは検証の対象としていないが、今後検討すべき技術的課題である。



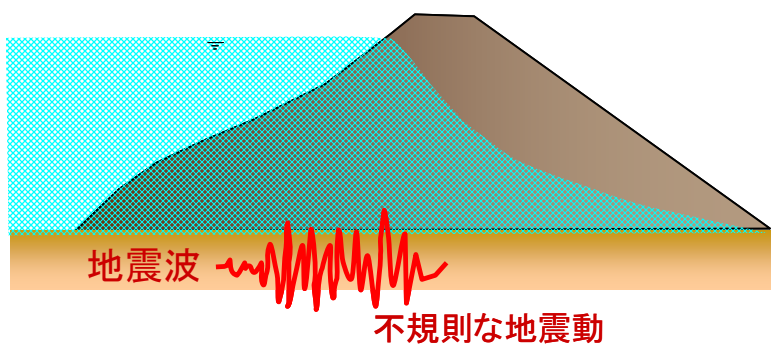
【従来の耐震設計法】：震度法によるすべり解析



【照査Ⅰ】：動的解析結果を用いたすべり解析による安全性の評価



【照査Ⅱ】：すべり土塊の移動量の評価



【照査Ⅲ】：動的弾塑性解析等による詳細な検討

図-Ⅱ.3 フィルダム耐震性能照査方法の比較

2. 重力式コンクリートダム

兵庫県南部地震（1995 年）以降、各機関において構造物の耐震設計法に関する検討及び設計基準の改訂が行われてきた。

農業用フィルダムについては、2003 年に改訂された設計基準において、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動を考慮した、耐震設計法の考え方が示されているものの、コンクリートダムについてはそのような記述は記載されていない。

一方、「指針（案）」では、土砂の流出を防止し、および調節するため設けるダム（砂防ダム）を除く、堤高 15m 以上のダムについて、ダム地点ごとに個別に設定したレベル 2 地震動を対象に耐震性能照査を実施することとしている。このことから、既設の国営造成農業用重力式コンクリートダムについても、同様の耐震性能照査が求められることとなる。「指針（案）」では、ダム地点において設定された照査用の入力地震動（レベル 2 地震動）を時刻歴加速度波形として解析モデルに対して与え、時刻歴応答を求める動的解析を行うことを想定している。「指針（案）」に示される耐震性能照査フロー図を図-II.3 に示す。

ダム本体の材料であるコンクリートは、近似的に線形弾性体として扱うことができるため、重力式コンクリートダム本体の耐震性能照査は、まず線形動的解析（照査Ⅰ）により行う。その結果から、以下の要件がともに満足されることを確認する。

【照査Ⅰ】

- ①引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。
- ②ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

これらの条件が満足された場合、ダム本体に損傷が生じるおそれはないと考えられるため、所要の耐震性能は確保されるとし、照査は終了する。

しかしながら、線形動的解析の結果、ダム本体に損傷が生じるおそれがある場合には、ダム本体の損傷過程等を考慮した地震応答解析（照査Ⅱ）によって、生じる損傷が限定的な範囲にとどまることを確認する必要がある。

この場合、重力式コンクリートダムでは、ダム本体の材料および応答特性上、一般に引張破壊に対する条件が最も厳しくなるため、引張亀裂の進展等、引張破壊による損傷過程を適切に考慮できる非線形動的解析を実施することが必要となる。

この解析の結果より、以下の①および②がともに満足されるかを確認する。

【照査Ⅱ】

- ①上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない。
- ②ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

これらの要件が確認されれば、地震時においてダム本体に生じる損傷は限定的なものにとどまると考えてよい。

これらの要件を満足しない結果となった場合には、より詳細な検討（照査Ⅲ）により、安全性の検討を実施する。

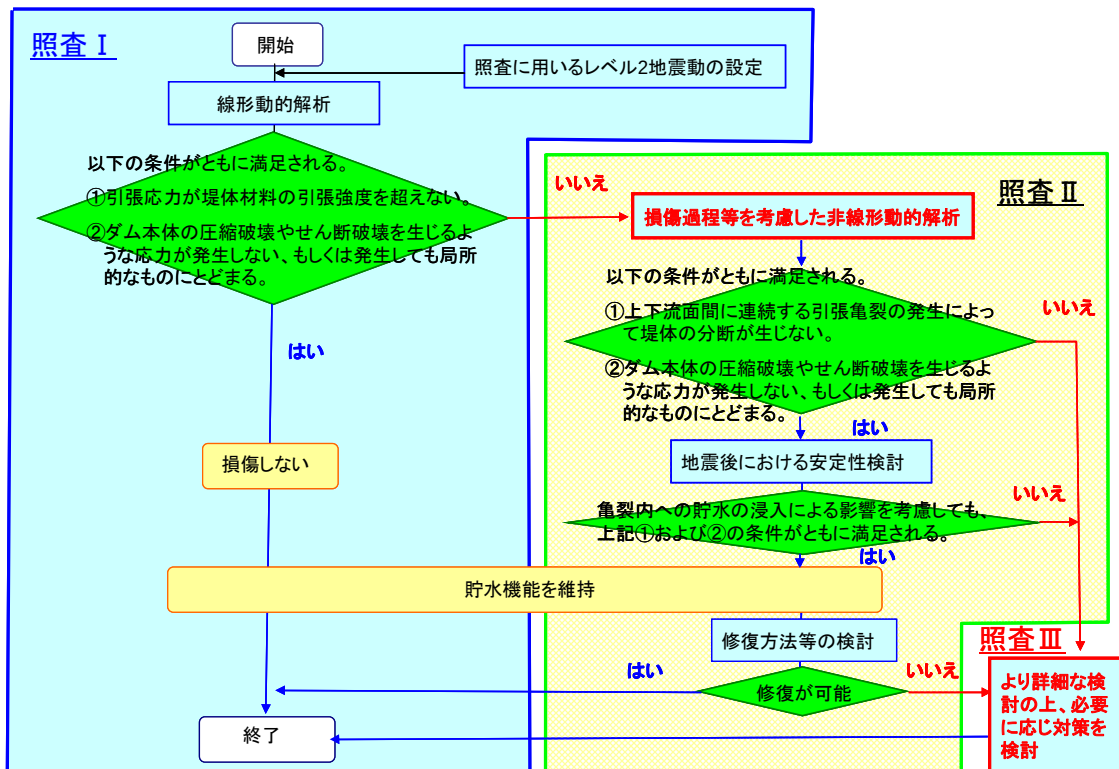


図-Ⅱ.3 「指針（案）」に示される耐震性能照査フロー

（大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説 に加筆）

*ここで用いる、照査Ⅰ、照査Ⅱ、照査Ⅲの用語は、本資料中での説明にあたり便宜的に定義したものである。なお、本資料中では、以降この表現を用いる。

従来、農業用重力式コンクリートダムの断面設計は、以下の安定条件を満足する範囲内で、最も経済的な断面となるように決定されてきた（「設計基準」コンクリートダム編 p.Ⅲ-25）。堤体基本断面の決定フローを図-Ⅱ.4 に示す。

- ①堤体上流底面に鉛直方向の引張応力が生じないこと（ミドルサード（転倒の条件））
- ②堤体と基礎地盤の接触部及び基礎地盤内においてせん断破壊を生じさせないこと（せん断に対する安定（滑動）の条件）
- ③堤体コンクリート及び基礎地盤内の応力度が許容応力度を超えないこと（許容応力に対する安定条件）

なお、③の条件のうち堤体コンクリートの条件は、一般に高さが 150m を超えるようなダムを除けば堤体内に発生する応力が比較的小さいため、基本形状を決定する要因とはならないとされている。

「指針（案）」に示されている耐震性能照査も、基本的にはこれら 3 つの安定条件が大規模地震時においても満足することを確認するという点で違いはない。従来の耐震設計では、地震時に作用するダム堤体の慣性力および貯留水による動水圧の力を静的な荷重として考える震度法が用いられてきた。しかしながら、「指針（案）」では個々のダムで設定したレベル 2 地震動を対象に動的解析を実施し、動的解析の結果として算出される応答値を用いて安全性の評価を実施する点が異なる。また、大規模地震時にはダム堤体の慣性力が大きく作用するため、従来ダム堤体の安定性に及ぼす影響が小さいと考えられてきた③の条件を規模の小さなダムにおいても検討する必要がある。

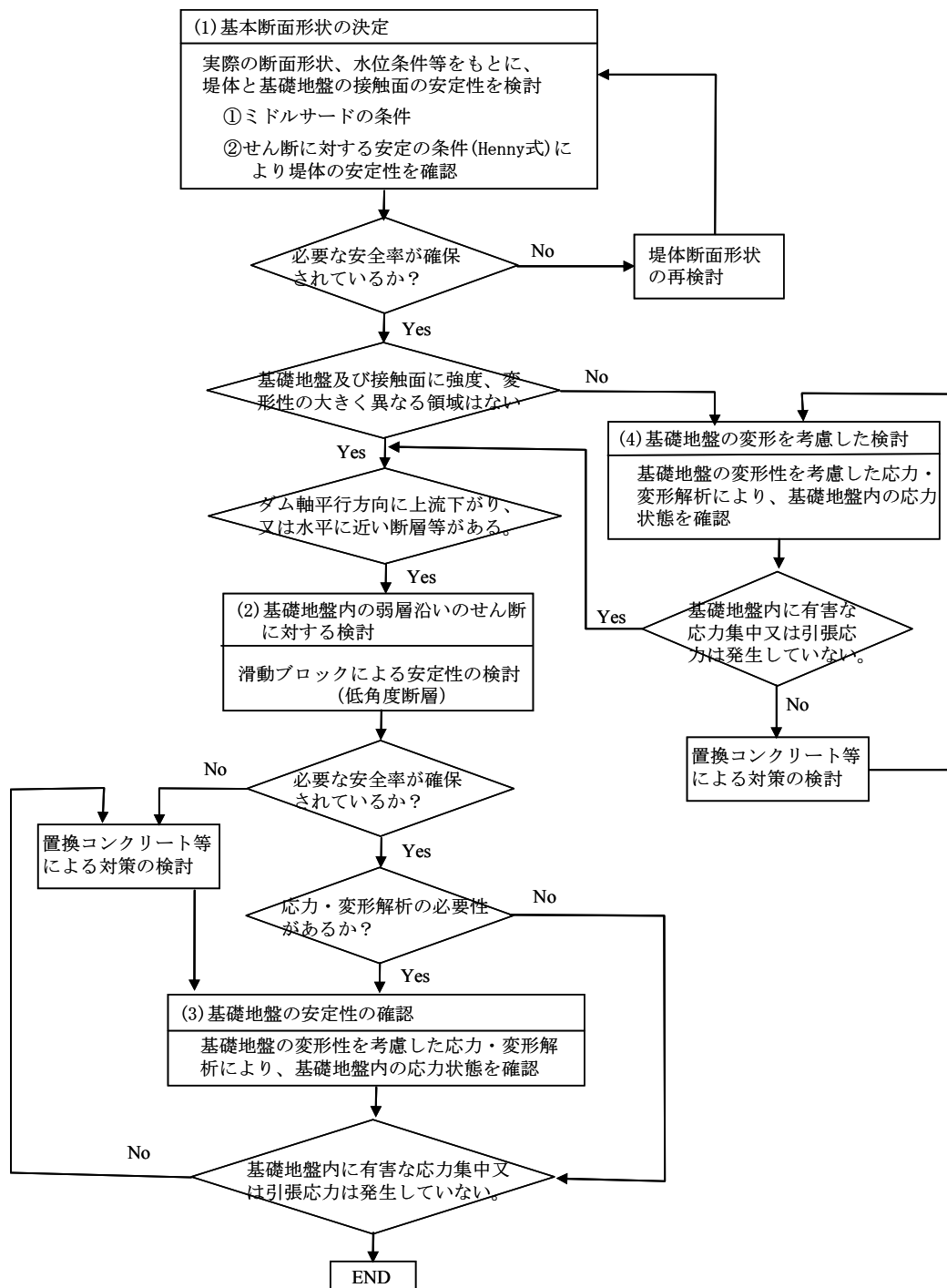


図-Ⅱ.4 堤体基本断面の設計フロー
(「設計基準」コンクリートダム編 p.Ⅲ-29)

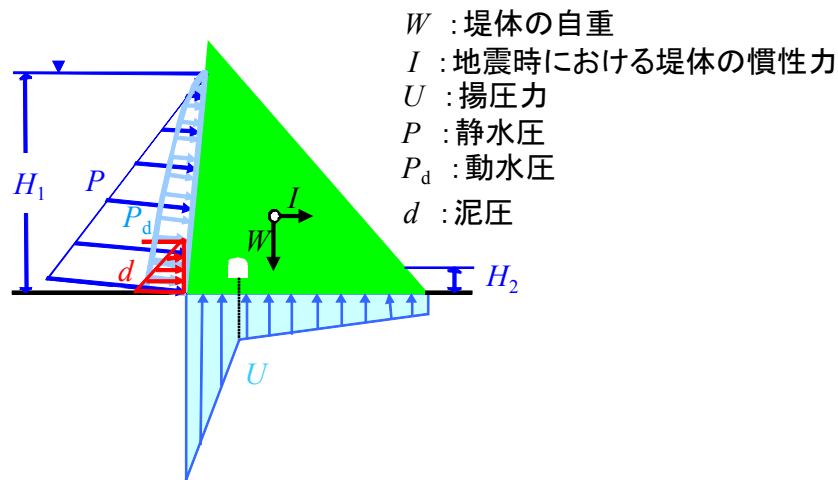


図-II.5 重力式コンクリートダム（基礎排水孔あり）に作用する静的荷重

従来の震度法による耐震設計において、考慮される荷重を図-II.5 に示す。

各荷重は以下のとおりである。

- (1) 堤体の自重
- (2) 貯留水による静水圧の力
- (3) 貯水池に堆積する泥土による力
- (4) 地震時における堤体の慣性力

地震時に堤体に作用する地震慣性力は、堤体に水平に作用するものとし、次に掲げる式によって求める。

$$I = WK$$

I : 地震時における堤体の慣性力 (単位 kN/m^3)

W : 堤体の自重 (単位 kN/m^3)

K : 堤体の設計震度

- (5) 地震時における貯留水による動水圧の力

地震時において、重力式コンクリートダムの堤体に作用する貯留水の任意の水深における動水圧は、堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、ダムの上流面が鉛直に近い場合は次に掲げる式によって求め、ダムの上流面が傾斜している場合には、その他の方法により求める。

$$p_d = 0.875w_0K\sqrt{H \cdot h}$$

p_d : 地震時における貯留水による動水圧の力 (単位 kN/m^2)

w_0 : 水の単位体積重量 (単位 kN/m^3)

K : 堤体の設計震度

H : ダム直上流部における水位から基礎地盤までの水深 (単位 m)

h : ダム直上流部における水位から堤体と貯留水との接触面上の動水圧を求めようとする点までの水深 (単位 m)

- (6) 貯留水による揚圧力

- (7) 氷圧

動的解析（地震応答解析）を実施することにより、(4)、(5) の荷重が静的なものとしてではなく、地震時の堤体挙動に応じたものとして算定されるため、震度法に比べ実際の挙動に即した評価が可能となる。

このマニュアルで対象とするのは、堤体の安全性に関するものであり、付帯構造物や池敷き斜面等についての耐震性能照査は対象としない。

また、農業用ダムにおいて、アーチ式コンクリートダム、中空重力式コンクリートダム、複合ダムは実施例が少なく、個別の検討が必要となるため、本マニュアルの対象外とした。

照査Ⅰの段階で、安全性が確認されない場合、程度の差はあれ変状が生じることから、堤体の修復を検討する必要がある。しかしながら、堤体の修復については個々のダムの状況に併せ検討すべきものと考えことから、本マニュアルでは取り扱わない。

照査Ⅲにおいては、個々のダムの状況に応じた適切な検討が必要であると考えことから、本マニュアルでは取り扱っていない。

なお、重力式コンクリートダムにおける照査Ⅱは、実施例も少なく、技術的にも研究途上の部分を多く含むことから、実施に当たっては専門家等の助言を得ることが望ましい。

また、重力式コンクリートダムの場合、過去に補修を実施したひび割れ箇所に、地震により再度ひび割れが発生する場合があるため、個別ダムの基本情報収集において過去の補修履歴を調査し、解析断面の決定に当たっては、考慮する必要がある。

耐震性能照査のための動的解析を実施する際には、貯水池に堆積する泥土による力、貯留水による揚圧力、氷圧といった荷重を考慮しない場合も多いが、個々のダムの状況に応じて、必要だと判断される場合には、これらの荷重を考慮することが望ましい。

Ⅲ. 国営造成農業用ダムにおける耐震性能照査手順

1. フィルダム

指針（案）に則した、国営造成農業用フィルダム耐震性能照査のための全体的なフローを図-Ⅲ.1 に示す。なお、図中に示すⅣ.1 は「ダム基本情報の収集」、Ⅳ.2 は「入力地震動の設定」、Ⅳ.3 は「国営造成農業用フィルダムの耐震性能照査」とする。

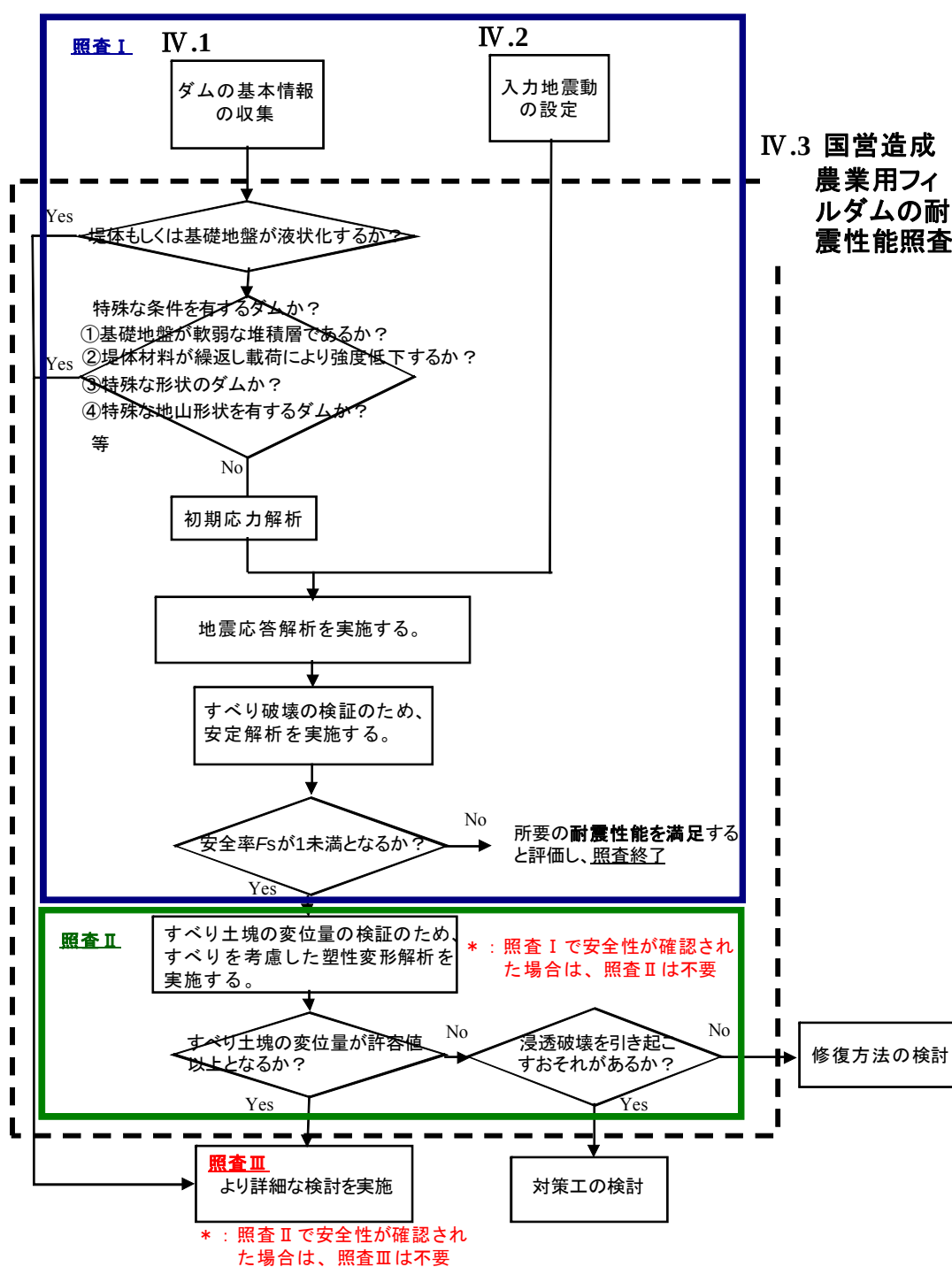


図-Ⅲ.1 国営造成農業用フィルダム耐震性能照査のための全体的なフロー

2. 重力式コンクリートダム

指針（案）に則した、国営造成農業用重力式コンクリートダム耐震性能照査のための全体的なフローを図-III.2 に示す。なお、図中に示すIV.1 は「ダム基本情報の収集」、IV.2 は「入力地震動の設定」、IV.4 は「国営造成農業用重力式コンクリートダムの耐震性能照査」とする。

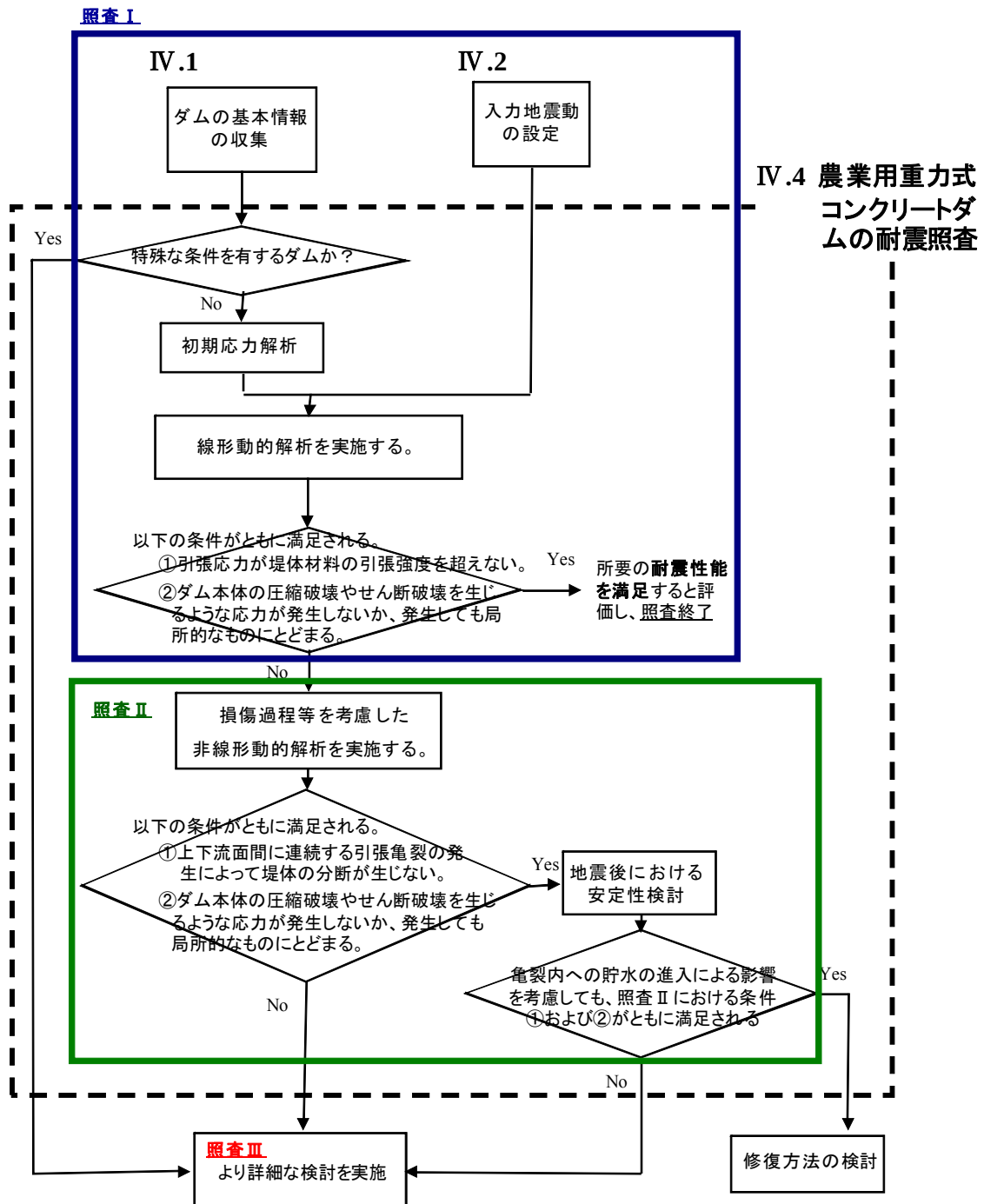


図-III.2 国営造成農業用重力式コンクリートダム耐震性能照査の全体的なフロー

IV. 照査手順の解説

前章で示した照査手順フローについて、各項目に対応した具体的な作業内容を以下に示す。

なお、前章で示したフロー図中の番号に対応し、IV.1 は「ダム基本情報の収集」、IV.2 は「入力地震動の設定」、IV.3 は「国営造成農業用フィルダムの耐震性能照査」、IV.4 は「国営造成農業用重力式コンクリートダムの耐震性能照査」とする。

IV.1 ダム基本情報の収集

◇ダムの特性を把握するための基本情報を収集する。

表 IV.1 個別ダムの特性把握に必要な基本情報（チェックリスト）

区分	収集すべき資料		
ダム基本図面	☐ 計画平面図	☐ 堤体縦断面図	☐ 堤体標準断面図
	☐ 計測計器配置図		
地質関係図	☐ 地質平面図	☐ 地質縦断面図	☐ 地質横断面図
	☐ 岩級区分平面図	☐ 岩級区分縦断面図	☐ 岩級区分横断面図
	☐ 施工前ルジオンマップ	☐ 施工後ルジオンマップ	☐ ボーリング柱状図
	☐ 第四紀断層調査図		
計測計器点検	☐ 専門技術者による計器の点検記録		
ダム技術資料	☐ ダム技術誌	☐ ダム工事誌	☐ 事業誌
	☐ 完成検査図書	☐ 一部使用協議図書	☐ 河川協議図書
	☐ 実施設計報告書		
ダム委員会資料	☐ ダム技術検討委員会資料		
施工記録	☐ 工事完成図書	☐ 工事出来型図	
検査記録	☐ ダム定期検査資料	☐ 地震時臨時点検結果	
調査・補修等履歴	☐ 完成後の補修・改修記録	☐ 機能診断関連業務報告書	

注1：入手可能なものから順次収集する。

注2：収集資料は電子データ化することが望ましい。

【解説】

個別ダムの耐震性能照査に当たっては、そのダムの特性を把握することが不可欠であり、このために必要な基本情報を収集する必要がある。主な情報は、「ダム技術誌、工事誌、事業誌」、「ダム技術検討委員会資料」、「一部使用検査・完成検査資料」、「工事出来型図、完成図書」等から収集することになるが、工事着工後の条件変更等により、当初の設計内容が施工段階で変更されている場合があることに留意し、最終段階の資料であることを確認したうえで電子データ化することが望ましい。収集すべき基本情報は上記のリストに示すとおりである。なお、これら基本情報は、農業用ダム機能診断マニュアルに記載されているものと同様であり、情報を共有することが望ましい。

フィルダムにおいては、耐震性能照査において堤体の許容変形量をあらかじめ規定する必要がある。通常は、余盛高、フリーボード等の余裕高を考慮し、1m 以内の沈下量であれば、貯留水が堤体を越流することはないとされている。しかしながら、余盛高、フリーボード等の余裕高は個々のダムの状況により、大きく異なることも想定されるため、あらかじめ現状での余盛高、フリーボード等の余裕高を確認しておく必要がある。

なお、築造年代の古いダムには、地質、堤体材料等に関する資料が適切に保管されていないものも多くあると思われる。それらのダムについては、地質、堤体材料に関する

調査等を実施するなどし、特殊な条件のダムであるかを確認する必要がある。

特殊な条件のダムとしては、以下の要件が考えられる。

◇フィルダムの場合

- ・堤体もしくは基礎地盤が液状化する可能性がある。
- ・基礎地盤が軟弱な堆積層である。
- ・堤体材料が繰返し载荷により強度低下する可能性がある。
- ・基礎地盤が特殊な地質構造を有する。
- ・特殊な形状を有する。
(例えば、堤高に比べ堤頂長が極端に長いダム など)
- ・特殊な地山形状を有する。
(例えば、アバットメントが凸型又は階段状になっているダム など)

◇重力式ダムの場合

- ・基礎地盤が特殊な地質構造を有する。
- ・特殊な地山形状を有する。
(例えば、著しいやせ尾根に取り付くダム、着岩部が極端な下流下がり、上流上がり断面となっているダム など)

これら特殊な条件のダムにおいては、以下のような検討を照査Ⅲとして実施することが考えられる。

1)液状化する可能性がある場合：

- ①採取した試料による液状化試験結果と動的解析結果を用いた簡易液状化解析
- ②採取した試料による液状化試験結果を用いた有効応力解析

2)堤体材料が繰返し载荷により強度低下する可能性がある場合、および基礎地盤が軟弱な堆積層である場合：

試料を採取し、繰返し载荷試験により、繰返し荷重による強度低下の程度を評価する。

3)特殊な形状を有するダム、および特殊な地山形状を有するダムの場合

三次元応答解析を実施、特殊なダム形状および地山形状が地震応答挙動に与える影響を評価する。

上記要件の他にも個々のダムにおいて築造時に課題となった特殊な要件がある場合には、それらの要件がダム堤体の地震時における安全性に及ぼす影響を検討し、このマニュアルで解説を行う通常の耐震性能照査（照査ⅠおよびⅡ）で照査が困難だと判断される場合は、より詳細な検討（照査Ⅲ）を実施する必要がある。

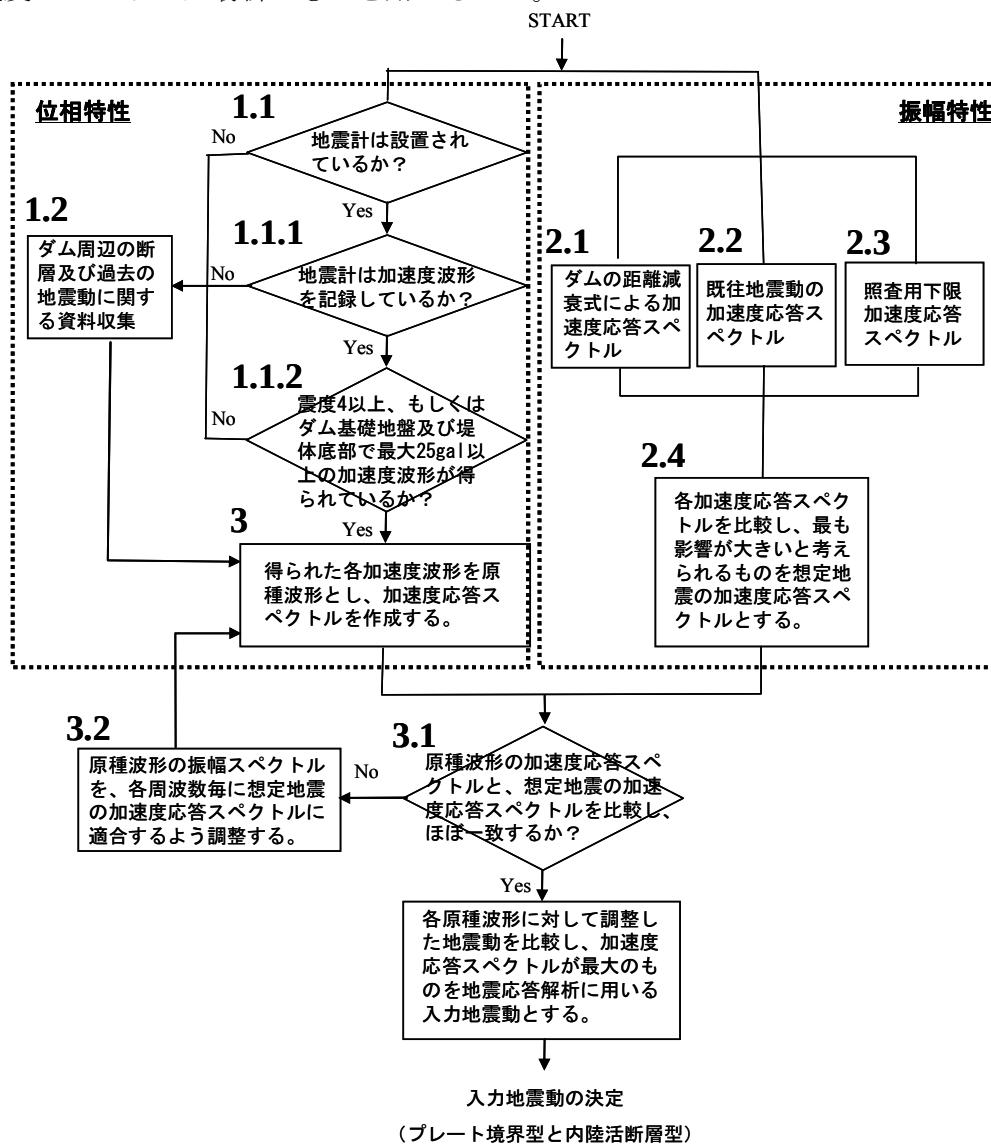
また、耐震性能照査に先立ち、現状での堤体の機能診断を実施し、ダム堤体の地震時における安全性に影響を与える課題が確認された場合は、それらの課題の影響を適切に耐震性能照査に反映する必要がある。例えば、アースフィルダム等での浸潤面の位置や下流側斜面の湿潤状況や変状状況、重力式コンクリートダムでの異常な揚圧力や想定以上の堆砂による泥圧などが考えられる。併せて、過去の補修・改修履歴等も調査、分析し、それらがダム堤体の地震時における安全性に与える影響を検討した上で、必要に応じそれらの影響を適切に耐震性能照査に反映する必要がある。特に、重力式コンクリートダムにおいては、過去に補修したクラック箇所において、地震時に再度クラックが発生する事例があることから、通常、照査の対象とする最大断面のみでなく、クラックが発生した箇所を含む断面においても照査を実施することが望ましい。

IV.2 入力地震動の設定

図-IV.2-1 に示す作業手順により、地震応答解析（動的解析）に用いる入力地震動を設定する。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こと。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。なお、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、検討を実施すること。なお、検討に当たっては、最新の知見に基づき検討を行うこと。

大規模な地震の発生が想定されない地域であっても、レベル2地震動相当の地震動に対するダムへの耐震性を照査できるように、指針（案）には照査用下限加速度応答スペクトルが設定されている。国営造成農業用ダムにおいても、レベル2地震動を規定する下限の地震動の規模として、照査用下限加速度を準用する。このため、入力地震動には、必ず照査用下限加速度応答スペクトル以上のものを用いることとする。なお、照査用下限加速度スペクトルは最新のものを用いること。



1. 既往の地震動に関する情報およびデータ収集と原種波形の設定

以下に示す手順により、過去の地震動（震度 4 以上）に関するデータを収集する。その結果から、照査に用いる入力地震動設定に必要となる原種波形の検討を行う。原種波形については、プレート境界型、内陸活断層型の両者に対して設定を行う。なお、震度 4 以上のデータを使用するのは、比較的大きな地震動による基礎地盤の地震動伝達特性を考慮した原種波形の設定ができると想定されるためである。

1.1 対象ダムでの地震観測記録の確認

Q：対象ダムに地震計は設置されているか？

設置されている場合⇒1.1.1

設置されていない場合⇒1.2

1.1.1 地震計の記録項目の確認

Q：地震計は加速度波形データを記録できるか？

- ・ 加速度波形を記録している⇒1.1.2
- ・ 震度のみを記録している⇒1.2

【解説】

地震計には、加速度の時刻歴を計測し、加速度値データそのものを記録するものと、計測した加速度の時刻歴データから計測震度を算出し、計測震度のみを記録する震度計がある。

入力地震動の設定に当たっては、加速度の時刻歴波形が必要となる。

このため、ダムに設置されている地震計が、加速度の時刻歴波形データを記録しているか、計測震度データのみを記録しているかについて確認する必要がある。

なお、震度計であっても、計測震度と併せて加速度データを記録できる器械もあるため、加速度波形データが記録可能か確認すると良い。加速度波形データを記録可能な場合は、データの記録が可能な設定にしておくことが望ましい。

また、加速度波形記録は地震計メーカー独自のファイル形式で保存されている場合が多いため、テキスト形式への変換方法等についても、確認しておくことが望ましい。

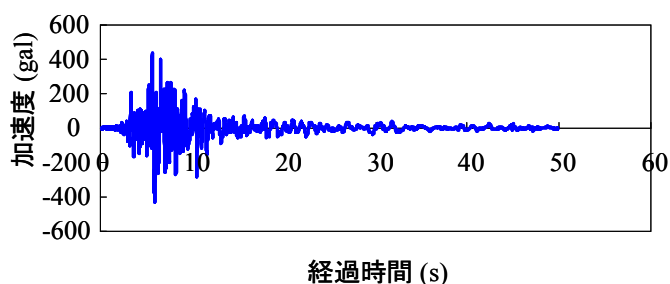


図-IV.2-2 加速度の時刻歴波形の一例

表 IV.2-1 計測震度記録の一例（最大加速度値を含む）

地震管理番号		4	5	6	7
年月日		*****	*****	*****	*****
時間		05:44:27.32	12:00:54.64	22:29:02.99	08:17:14.22
堤体	計測震度	2.3	1.6	3.7	2.3
	SI値 cm/sec	0.7	0.3	3.5	0.7
	水平 gal	11	5	64	14
	3成分 gal	11	5	65	14
	X成分 gal	+7	-5	+39	+7
	Y成分 gal	+11	-4	+53	-13
	Z成分 gal	+7	+4	+31	-3
	応答1 cm/sec	17	8	81	17
	応答2 cm/sec	12	6	66	15
	周期 X sec	0.26	0.27	0.31	0.33
	Y sec	0.28	0.27	0.35	0.29
	Z sec	0.19	0.18	0.18	0.20

1.1.2 加速度波形記録の確認

Q：ダム地点周辺で震度 4 以上、もしくはダム基礎地盤または堤体底部で最大加速度が 25gal 以上となる地震動の加速度波形データが得られているか？

- ・ 加速度波形データが計測され、保存されている
⇒保存されている加速度波形を原種波形とし、3. へ
- ・ そのような地震動が発生していない、もしくはデータが計測、保存されていない
⇒1.2 へ

【解説】

一定規模以上の地震が観測された場合、臨時の計測、点検、監視を実施することが以下のように規定されている。

- ・ 土地改良施設管理基準 ―ダム編― 平成 16 年 3 月
 - ①ダムの基礎地盤又は堤体底部に設置した地震計により観測された地震動の最大加速度が、25gal 以上である地震。
 - ②ダム地点周辺で得られる気象庁の震度観測結果が震度階 4 以上の地震。
- ・ 地震発生後のダム臨時点検結果の報告について 平成 17 年 9 月 26 日 国河流第 3 号（ダムの管理 例規集 平成 18 年度版 より）
 1. 最大加速度が 80gal 未満である地震でかつ気象庁震度階が 4 以下である地震の場合には、一次点検により、迅速に被災状況を把握し、一次点検において、被災が確認されない状況においては、二次点検の実施を省略できるものとする。
 2. 最大加速度が 80gal 以上である地震又は気象庁震度階が 5 弱以上である地震の場合には、速やかに一次点検及び二次点検により、被害の状況を把握するものとする。なお、二次点検の実施が夜間に及ぶ場合には、一次点検において、被災が確認されない場合に限り、地震後の出水の可能性等に配慮しつつ、即時点検の必要性や夜間視認の不確実性を考慮の上、二次点検を翌日の早朝に実施することができるものとする。

比較的大きな地震が発生した際には、臨時点検に併せ、基礎および堤体での加速度の時刻歴波形データを収集、整理、保管することが望ましい。

また、加速度の時刻歴波形データの整理に当たり、当該地震の震源やマグニチュード等を調査することが望ましい。このことは、プレート境界が震源である地震動と、内陸活断層が震源である地震動では、その特性が大きく異なるためである。なお、入力地震動の設定に当たっては、両者に対応した原種波形を設定する必要がある。加速度の時刻歴波形データが得られた場合も、どちらか一方の震源タイプのみしかデータが得られていない場合、残りの震源タイプに対しての検討を行うため、1.2 に示す作業を実施する必要がある。

1.2 ダム周辺での地震動に関する資料収集

1.1.2 でダムサイトでの加速度の時刻歴波形データが得られていない場合、原種波形として用いる地震動の加速度時刻歴波形データを選定する必要がある。

そのため、ダムサイト周辺で観測された利用可能な時刻歴波形データが存在するかを確認する。その際、ダムサイト周辺で観測された地震の震源情報等についても、整理を行うことが望ましい。

1.2.1 対象ダム周辺で過去に発生した地震の確認

Q：ダム周辺で震度 4 以上の地震が発生したことがあるか？

- ・震度 4 以上の地震の発生が確認された場合

⇒1.2.2 へ

- ・震度 4 以上の地震の発生が確認されない場合

⇒1.3 へ

【解説】

ダム周辺で過去に発生した地震を調査する。

調査に当たっては、気象庁の HP において震度データベース検索が可能であるため、活用するとよい。また、気象庁が編集した地震記録が「地震年報」として、(財) 気象業務支援センターより発行されており、詳細なデータが記録されている。

【参考となる資料】

気象庁：<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/index.html>

気象庁編：地震年報

1.2.2 対象ダム周辺で過去に発生した地震に関するデータ（震源、マグニチュード等）の収集と加速度時刻歴波形データの調査

Q：当該地震に関して利用可能な加速度時刻歴波形データがあるか？

- ・利用可能な加速度時刻歴波形データが確認された場合
⇒確認された加速度波形の検討 1.2.3 へ
- ・利用可能な加速度時刻歴波形データが確認されない場合
⇒1.3 へ

【解説】

ダム周辺で発生した地震について、その震源やマグニチュードを調査、整理する。ある震源周辺で、頻繁に大きな地震動が発生している場合、その震源を対象とした入力地震動の設定について検討が必要となる。

また、対象となる地震に対して、利用可能な加速度時刻歴波形データの調査を実施する。

近年、防災科学技術研究所により日本全国で詳細な地震観測網が整備されている。その他にも、顕著な地震に対しては、気象庁の HP でも加速度時刻歴波形データが公開されている。ダムサイトでの加速度時刻歴波形データが得られていない場合、ダムサイト周辺の観測点で観測された加速度時刻歴波形データの活用について検討を行う。

【参考となる資料】

気象庁編：地震年報

防災科学技術研究所：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

気象庁：<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/index.html>

1.2.3 対象ダム周辺で得られた加速度時刻歴波形データの検討

Q：得られた加速度時刻歴波形データは対象ダムの原種波形として適当か？

- ・データ観測点の地形、地質条件が対象ダムサイトと類似している

⇒得られた加速度波形を原種波形とし、3. へ

- ・データ観測点の地形、地質条件が対象ダムサイトと大きく異なる

⇒1.3 へ

【解説】

ダムサイト周辺の観測点で得られた加速度時刻歴波形データが、原種波形として活用できるかについて検討を行う。

隣接する地震観測点で同時に観測された地震データであっても、その地形、地質条件によって特性が大きく異なることが知られている。加速度時刻歴波形データが得られた観測点の地形、地質条件と、ダムサイトの地形、地質条件を比較検討し、得られた加速度時刻歴波形データを原種波形として用いることの妥当性を検証する。

1.3 過去の大規模地震で観測された他のダムにおける加速度時刻歴波形データの調査

◇過去の大規模地震で観測された他のダムにおける加速度時刻歴波形データを原種波形とする。

⇒3. へ

2. 地震動の強さに関する検討と加速度応答スペクトルの設定

過去に発生した、もしくは将来発生する可能性のある地震の震源となりうる活断層やプレート境界に関する情報を収集、整理する。その結果から、対象ダムに対して最大の地震動の強さを与えると考えられる地震を「想定地震動」とし、その加速度応答スペクトルを設定する。想定地震動の加速度応答スペクトルについても、プレート境界型地震動、内陸活断層型地震動について設定を行う。

なお、想定地震動の検討に当たっては、震源断層における詳細なデータが必要となるが、これらのデータについては、現時点で不明なものも多い。実務的には2.2で示す過去に記録された地震動の加速度応答スペクトルと2.3で示す照査用下限加速度応答スペクトルを比較し、想定地震動の加速度応答スペクトルを設定することが主になると考えられる。

2.1 震源と想定される活断層やプレート境界の調査とダムの距離減衰式による地震動強さの予測

2.1.1 震源と想定される活断層やプレート境界の確認

Q：ダム周辺での地震の震源となりうる活断層やプレート境界があるか？

- ・ダム周辺での地震の震源となる活断層やプレート境界が確認された場合

⇒震源断層に関するデータの収集 2.1.2 へ

- ・ダム周辺での地震の震源となる活断層やプレート境界が確認されない

⇒2.4 へ

【解説】

ダム周辺での地震の震源となる活断層やプレート境界に関する情報を収集する。

活断層やプレート境界に関する最新の情報は、地震調査研究推進本部の HP で公開されている。なお、レベル2 地震動はダム地点で発生しうる最大の地震動と定義されるため、想定される地震の発生確率にかかわらず、明らかとなっている震源断層について情報を収集することが望ましい。

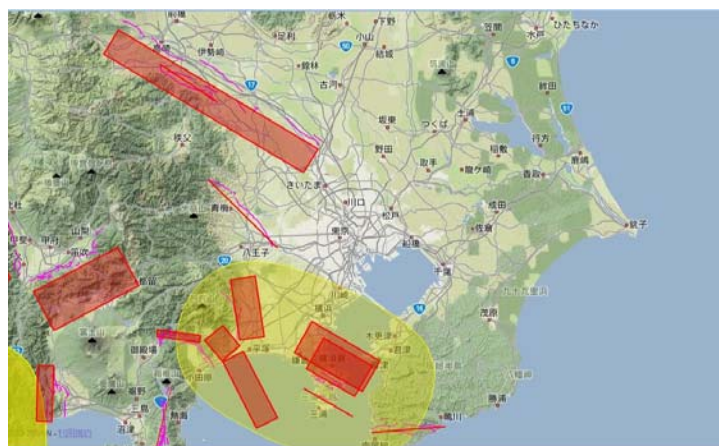


図-IV.2-3 関東周辺の活断層およびプレート境界 (http://www.j-shis.bosai.go.jp より)
赤：活断層、黄色：プレート境界

【参考となる資料】

地震調査研究推進本部：<http://www.jishin.go.jp/main/>

防災科学技術研究所：<http://www.j-shis.bosai.go.jp>

中田高 他：活断層詳細デジタルマップ 東京大学出版会、2002

初川栄治他：農業用ダムと活断層の位置関係に関する調査 農業工学研究所技報
第 194 号、1997

活断層研究会：新編 日本の活断層 東京大学出版会、1991

2.1.2 各震源断層におけるデータの収集（断層面の位置と範囲、および断層パラメータ）

Q：断層面の位置と範囲、ダム地点と断層との距離、当該断層で発生する地震の規模（マグニチュード）に関するデータが得られるか？

- ・ 2.1.1 の調査結果から震源断層に関する各種データが得られる
⇒ダムの距離減衰式による地震動強さの予測 2.1.3 へ
- ・ 2.1.1 の調査結果から震源断層に関する各種データが得られない
⇒2.4 へ

【ダムの距離減衰式に必要な断層パラメータ】

- ①断層面の位置と範囲
 - ・ 断層面の長さおよび走向
 - ・ 断層幅
 - ・ 断層面の傾斜角
 - ・ 断層面の上端の深さ
- ②ダム地点と断層との距離
- ③当該断層で発生する地震の規模

【解説】

想定される震源断層に関して、断層面の位置と範囲や震源モデルのパラメータを文献調査する。これらは、地震調査研究推進本部の HP で公開されている。断層によっては、一部不明なデータも存在する。これらのパラメータは強震動予測を詳細に実施するために必要であるが、国営造成農業用ダムの耐震性能照査では指針（案）に示されているダムの距離減衰式を用いることが現実的であると考えられる。ダムの距離減衰式に必要なパラメータは上記のとおりである。なお、詳細については、国土技術政策総合研究所資料 No.244「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」を参照されたい。

表 IV.2-2 断層パラメータの一例

震源特性		特性化震源モデルのパラメータ
巨視的震源特性	断層原点 (地表トレース原点)	北緯35° 29' 東経136° 03'
	走向	N17E
	傾斜角	70°
	すべり角	90°
	断層長さ L	60.0 km
	断層幅 W	16.0 km
	断層面積 S	960.0 km ²
	断層上端深さ D_s	3.0 km
	地震モーメント M_0	5.13E+19 N・m
	モーメントマグニチュード	7.1
	(気象庁マグニチュード M_j)	(7.8)
	静的応力降下量 $\Delta\sigma$	4.2 MPa
	剛性率 μ	3.12E+10 N/m ²
	平均すべり量 D	171.3 cm
	S波速度 β	3.4 km/s
	短周期レベル A	1.97E+19 N・m/s ²

地震調査研究推進本部「琵琶湖西岸断層帯の地震を想定した強震動評価について」平成 16 年 6 月 21 日

＜ダムとの距離減衰式に必要となるパラメータ＞

- ①断層面の位置と範囲
 - ・断層面の長さおよび走向
 - ・断層幅
 - ・断層面の傾斜角
 - ・断層面の上端の深さ
- ②ダム地点と断層との距離
- ③当該断層で発生する地震の規模

【参考となる資料】

地震調査研究推進本部：<http://www.jishin.go.jp/main/>

佐藤良輔：日本の地震断層パラメータ・ハンドブック 鹿島出版会、1989

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

2.1.3 ダムの距離減衰式による地震動の強さの予測

◇2.1.2 で収集した震源断層のデータとダムの距離減衰式を用いて、当該断層で発生する地震によるダム地点での地震動の強さを求める。

⇒2.4 へ

【必要となるデータ】

$SA(T)$: 水平方向 2 成分の平均応答スペクトル

M : 断層で発生する地震の規模 (気象庁マグニチュード M_j)

M_0 : 適用基準となる最小マグニチュード

H_c : 断層面中心の地表からの深さ (但し、100km を超える場合は 100km)

R : 断層面までの最短距離

X_{eq} : 等価震源距離

C_{m1} 、 C_{m2} 、 C_h 、 C 、 C_1 、 C_d 、 C_{dh} 、 C_0 : 回帰係数

(<http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/>参照)

【解説】

指針(案)に示されているダムの距離減衰式は以下のとおりである。

H20 距離減衰式 最短距離式 ($M>5.0$)

$$\log SA(T) = C_{m1}(T)M + C_{m2}(T)(M_0 - M)^2 + C_h(T)H_c - \log(R + C_1(T) \cdot 10^{0.5M}) - (C_d(T) + C_{dh}(T)H_c)R + C_0(T)$$

H20 距離減衰式 等価震源距離式 ($M>6.0$)

$$\log SA(T) = C_{m1}(T)M + C_{m2}(T)(M_0 - M)^2 + C_h(T)H_c - \log(X_{eq} + C(T)) - (C_d(T) + C_{dh}(T)H_c)X_{eq} + C_0(T)$$

T : 周期

$SA(T)$: 水平方向 2 成分の平均応答スペクトル

M : 断層で発生する地震の規模 (気象庁マグニチュード M_j)

M_0 : 適用基準となる最小マグニチュード

H_c : 断層面中心の地表からの深さ (但し、100km を超える場合は 100km)

R : 断層面までの最短距離

X_{eq} : 等価震源距離

C_{m1} 、 C_{m2} 、 C_h 、 C 、 C_1 、 C_d 、 C_{dh} 、 C_0 : 回帰係数 (<http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/>参照)

ここで、 $M(M_f)$ 、 H_c 、 R 、 X_{eq} は 3.1.2 で得られる断層情報から決定する。

なお、詳細についてはダム技術 No.274(2009.7)「大規模地震に対するダム耐震性能照査について」、国土技術政策総合研究所資料 No.244「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」を参照する。また、ダムの距離減衰式については、平成 20 年度に見直しがなされていることに注意する。

【参考となる資料】

ダム技術 No.274：大規模地震に対するダム耐震性能照査について、2009.7

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

国土技術政策総合研究所 河川研究部水資源研究室 HP：<http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/>

2.2 対象ダムサイトもしくはその周辺で観測された既往の地震動における加速度応答スペクトルの作成

2.2.1 対象ダムサイトもしくはその周辺で観測された利用可能な加速度時刻歴波形データの収集

Q: ダムサイトおよび周辺で震度 4 以上の地震が発生し、利用可能な加速度時刻歴波形データが得られているか？

- ・ 震度 4 以上の地震が発生しており、利用可能な加速度時刻歴波形データが得られている場合

⇒2.2.2 へ

- ・ 震度 4 以上の地震が発生していない、もしくは発生しているが利用可能な加速度時刻歴波形データが得られていない場合

⇒2.4 へ

【解説】

1.と同様にして、対象ダムサイトもしくはその周辺で震度 4 以上の地震の際に観測された利用可能な加速度時刻歴波形データを調査、収集する。

また、収集した地震動が、プレート境界を震源とするものか、内陸活断層を震源とするものか確認し、整理を行う。

2.2.2 既往の地震動における加速度応答スペクトルの作成

◇2.2.1 で収集した地震動のうち、最大加速度が大きいもの、地震のマグニチュードが特に大きかったものなど特徴的な地震動を選定し、それらの加速度応答スペクトルを求める。
⇒2.4 へ

【解説】

2.2.1 で収集した地震動の加速度応答スペクトルを作成する。

複数の地震動の加速度時刻歴波形データが得られている場合、最大加速度が特に大きいもの、地震のマグニチュードが特に大きいものなど特徴的な地震動を選定し、それらの加速度応答スペクトルを求める。

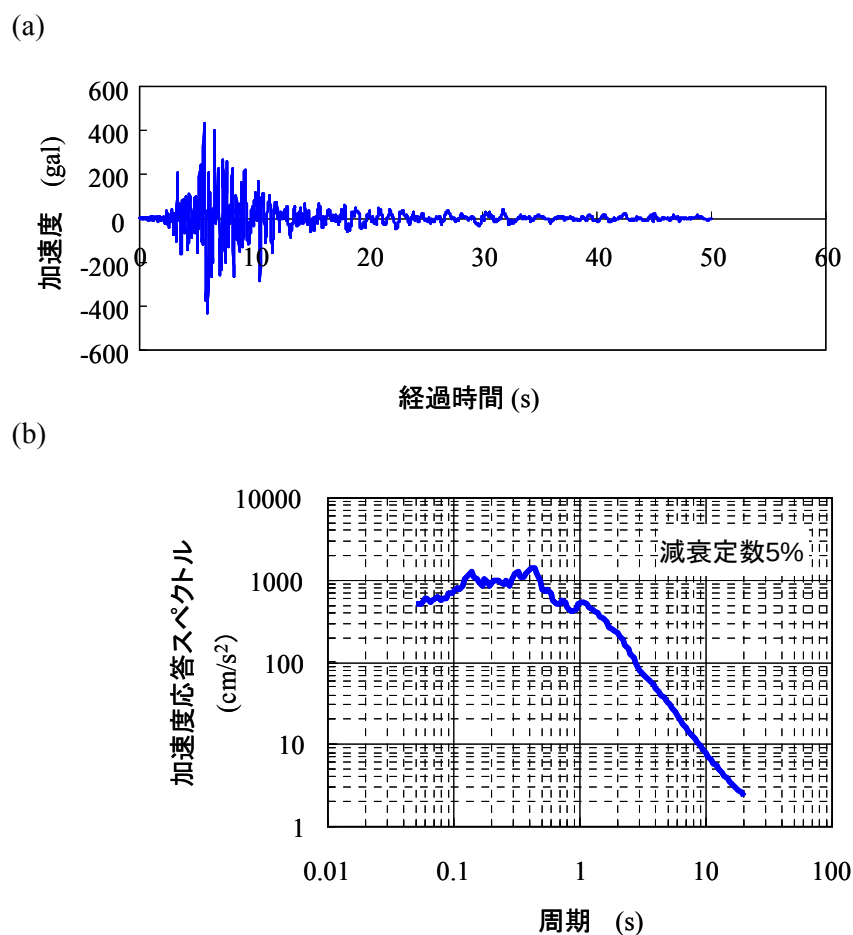


図-IV.2-4 新潟県中越地震で観測された地震動(a)とその加速度応答スペクトル(b)

2.3 照査用下限加速度応答スペクトル

◇指針（案）に示される照査用下限加速度応答スペクトルを確認する。

⇒2.4 へ

【解説】

指針（案）において、耐震性能照査に用いる地震動の強さの下限值が規定されている。

なお、照査用下限加速度応答スペクトルについては、平成 20 年度に見直しがなされていることに留意する。

表 IV.2-3 照査用下限加速度応答スペクトル（水平地震動） 減衰定数=5%

周期 T (s) の範囲	加速度応答スペクトル S_A (gal)
$0.02 \leq T < 0.1$	$S_A = 400 / 0.08 \times (T - 0.02) + 300$
$0.1 \leq T \leq 0.7$	$S_A = 700$
$0.7 < T \leq 4$	$S_A = 700 \times (T / 0.7)^{-1.409}$

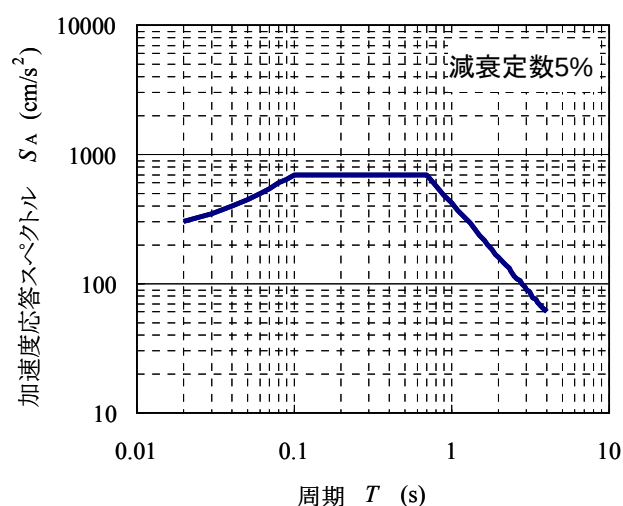


図-IV.2-5 照査用下限加速度応答スペクトル（水平地震動）

表 IV.2-4 照査用下限加速度応答スペクトル（鉛直地震動） 減衰定数=5%

周期 T (s) の範囲	加速度応答スペクトル S_A (gal)
$0.02 \leq T < 0.09$	$S_A = 250 / 0.07 \times (T - 0.02) + 250$
$0.09 \leq T \leq 0.4$	$S_A = 500$
$0.4 < T \leq 4$	$S_A = 500 \times (T / 0.4)^{-1.096}$

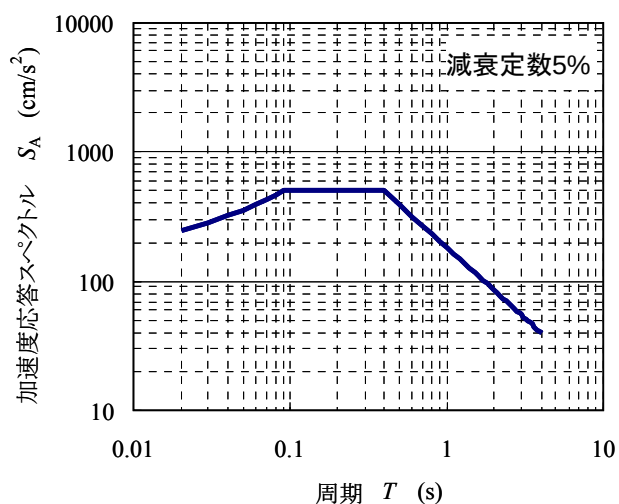


図-IV.2-6 照査用下限加速度応答スペクトル（鉛直地震動）

【参考となる資料】

ダム技術 No.274：大規模地震に対するダム耐震性能照査について、2009.7

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

国土技術政策総合研究所 河川研究部水資源研究室 HP：<http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/>

2.4 想定地震における加速度応答スペクトルの設定

◇2.1、2.2、2.3 で検討を行った加速度応答スペクトルを比較し、対象ダムに対して最も影響が大きいと考えられるものを想定地震の加速度応答スペクトルとする。

⇒3. へ

【解説】

想定地震動の加速度応答スペクトルについては、プレート境界型地震動、内陸活断層型地震動について設定を行う。

想定地震動の加速度応答スペクトルは、2.3 で示す照査用下限加速度応答スペクトルを上回る必要がある。これは、ダムの耐震性能照査において、照査用下限加速度応答スペクトルを上回る地震動を、レベル2相当の地震動と考えるためである。

3. 入力地震動の設定

3.1 原種波形（または、模擬波形）の加速度応答スペクトルの作成と想定地震の加速度応答スペクトルの比較

Q：原種波形（または、模擬波形）の加速度応答スペクトルは、想定地震の加速度応答スペクトルとほぼ一致するか？

所定の誤差範囲内ではほぼ一致する

⇒照査用入力地震動とする。(プレート境界型と内陸活断層型)

所定の誤差範囲内で一致しない

⇒波形の振幅調整を実施する。3.2 へ

【注意すべき確認事項】

◇入力地震動設定に用いた原種波形

◇照査用入力地震動の加速度応答スペクトルと想定地震の加速度応答スペクトルとの比較

【解説】

原種波形（または、模擬波形）の強さが、想定地震の強さと同等かを確認し、照査に用いる入力波形を設定する。なお、フィルダムや重力式コンクリートダムの場合、最大断面を対象とした2次元解析により照査を行うことが一般的であるため、基本的には、上下流方向の水平地震動のみを設定すればよい。

例として、図-IV.2.7に示す地震波形を原種波形とし、照査用下限加速度応答スペクトルを想定地震の加速度応答スペクトルとした場合を考える（3.2でも同様）。原種波形の加速度応答スペクトルは、想定地震の加速度応答スペクトルよりも小さいため、振幅調整が必要となる。

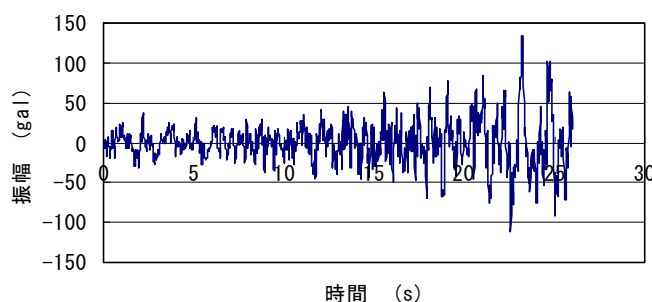


図-IV.2.7 設定した原種波形

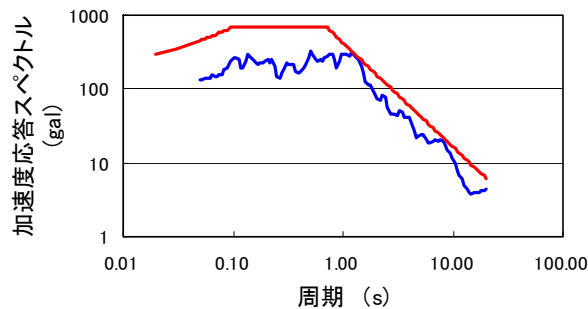


図-IV.2-8 原種波形と想定地震の加速度応答スペクトルの比較（減衰定数 5%）

原種波形（または、模擬波形）の適合性の判定について、国土技術政策総合研究所資料 No.244「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」では、一例として以下の方法を示している。

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^k (1 - r_k)^2}{k}} \leq 5\%$$

ここで、

$$r_k = \frac{S_A(f)}{S'_A(f)}$$

$S_A(f)$ ：想定地震の加速度応答スペクトル

$S'_A(f)$ ：原種波形（または、模擬波形）の加速度応答スペクトル

f ：周波数

k ：スペクトルを比較する周波数の数

【参考となる資料】

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

国土技術政策総合研究所 河川研究部水資源研究室 HP：<http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/>

3.2 原種波形（または、模擬波形）のフーリエ振幅スペクトルの調整と模擬波形の更新

◇原種波形（または、模擬波形）と想定地震の加速度応答スペクトルを比較し、周波数毎に振幅の引き伸ばし倍率を求める。
別途、原種波形をフーリエ変換により振幅スペクトルと位相スペクトルに分解し、周波数毎にフーリエ振幅スペクトルに引き伸ばし倍率をかけ、新しいフーリエ振幅スペクトルを算出する。新しいフーリエ振幅スペクトルと原種波形の位相フーリエスペクトルを逆フーリエ変換し、新しい時刻歴波形を作成し、模擬波形とする。
⇒3.1 へ

【解説】

原種波形（または、模擬波形）の加速度応答スペクトルが、設定地震の加速度応答スペクトルと一致するように、波形調整を実施する。

波形調整に当たっては、周波数ごとに、原種波形（または、模擬波形）の加速度応答スペクトルと設定地震の加速度応答スペクトルの比（ r_k ）を 3.1 と同様に算出する。

原種波形（または、模擬波形）をフーリエ変換し、フーリエ振幅スペクトルとフーリエ位相スペクトルを求める。求めた周波数ごとのフーリエ変換の実数部と虚数部に r_k を乗じ、新しいフーリエ振幅スペクトルを算出する。フーリエ位相スペクトルは変化しないため、原種波形のフーリエ位相スペクトルと一致する。新たに算出したフーリエ振幅スペクトルから逆フーリエ変換を実施し、新しい時刻歴波形を作成し、模擬波形とする。

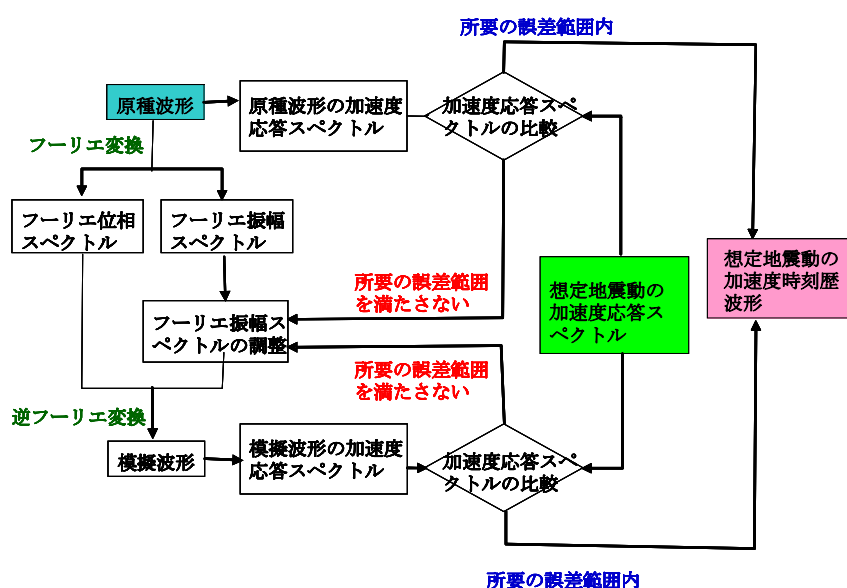
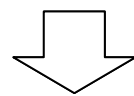
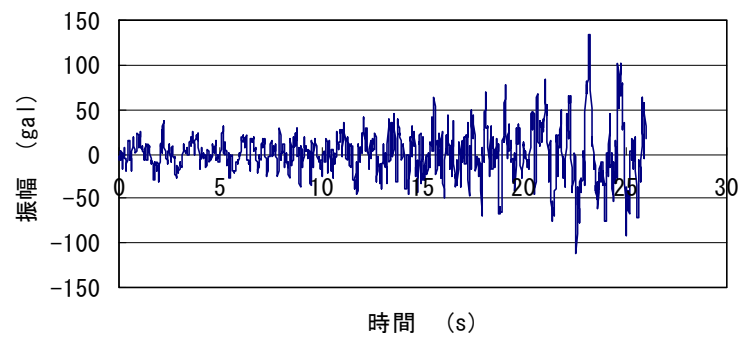


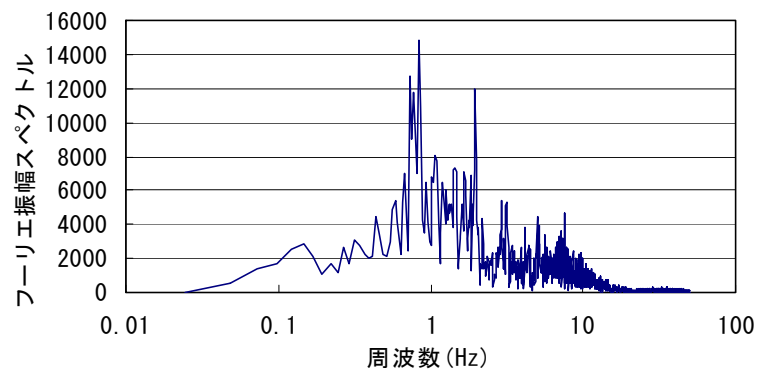
図-IV.2.9 模擬波形作成のフロー

原種波形



フーリエ変換

振幅スペクトル



位相スペクトル

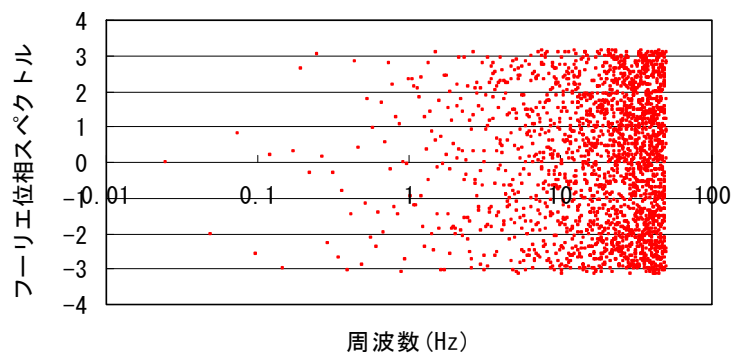


図-IV.2-10 原種波形のフーリエ変換

振幅スペクトル

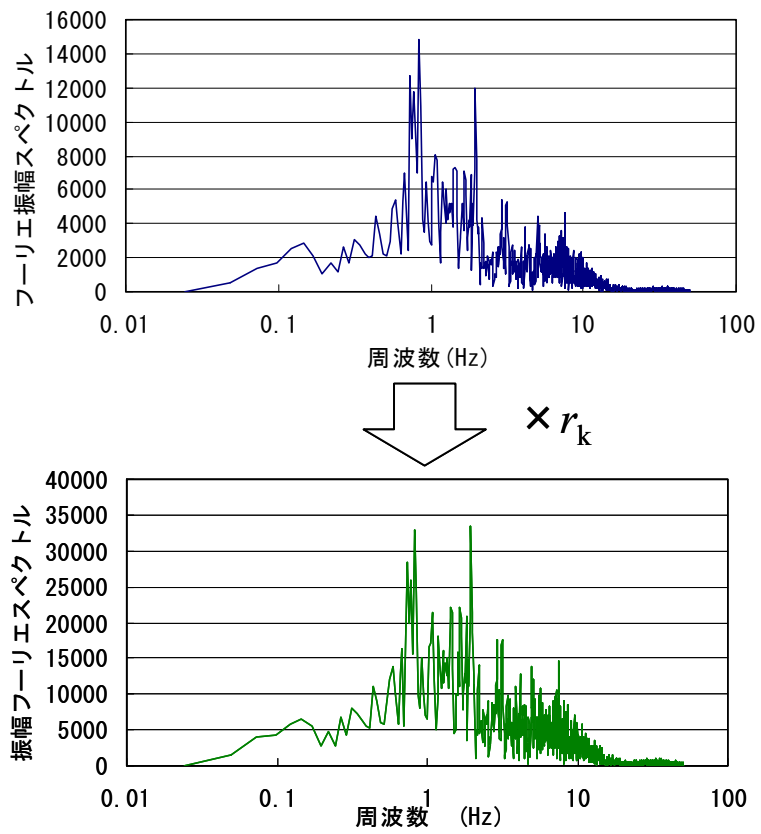
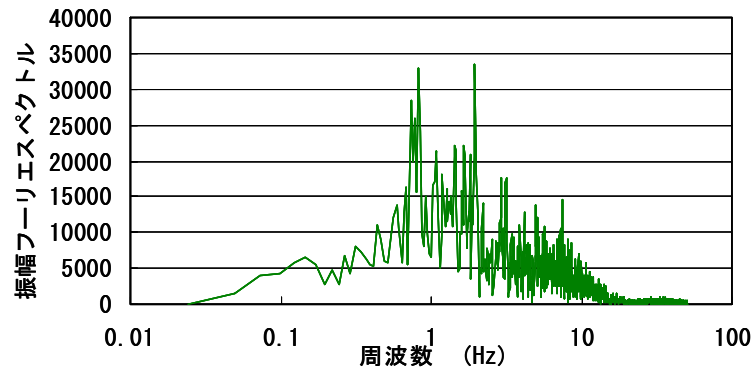
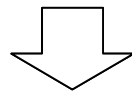
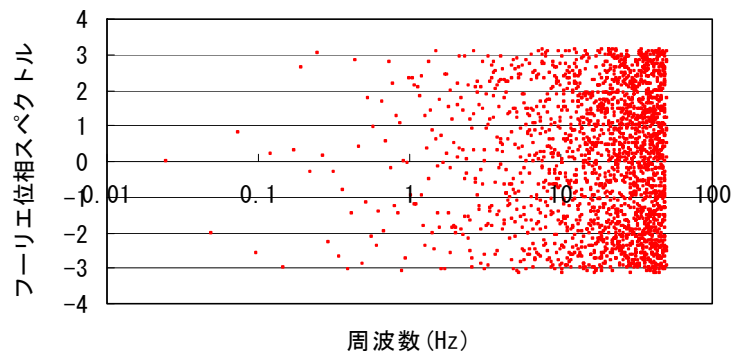


図-IV.2-11 振幅スペクトルの調整

新しい振幅スペクトル



位相スペクトル



逆フーリエ変換

模擬波形

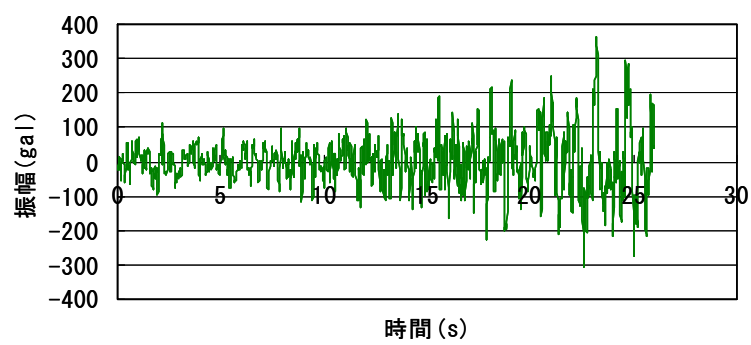
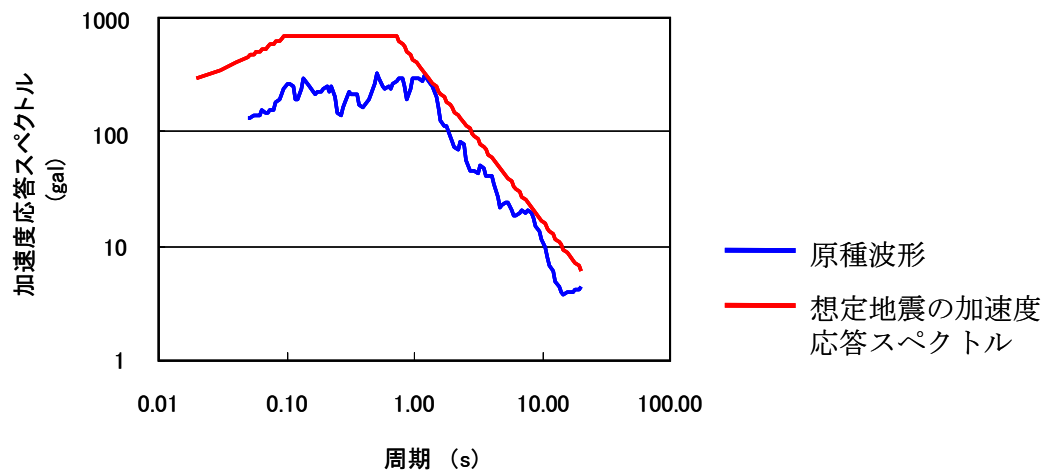


図-IV.2-12 模擬波形の作成

調整前



調整後

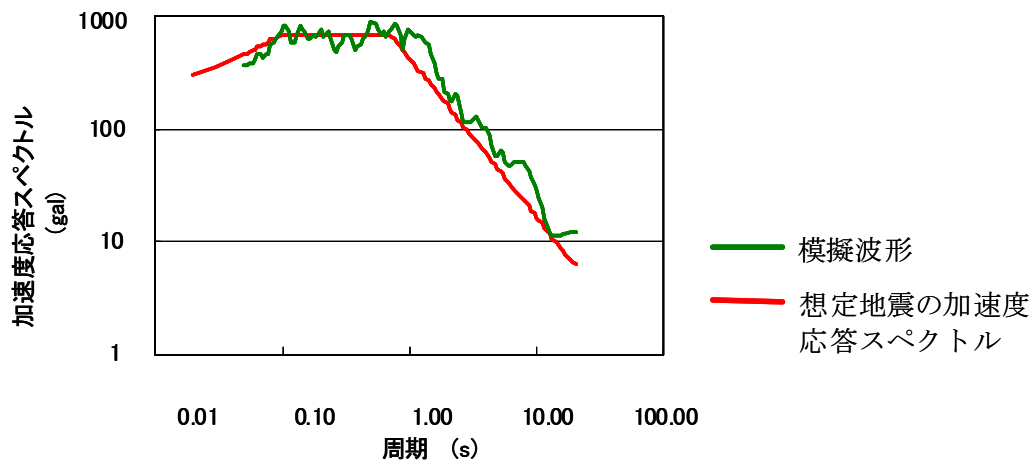


図-IV.2-13 波形調整前後の加速度応答スペクトルの比較（減衰定数 5%）

【参考となる資料】

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

国土技術政策総合研究所 河川研究部水資源研究室 HP：<http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/>

IV.3 国営造成農業用フィルダムの耐震性能照査

本章では、国営造成農業用フィルダム耐震性能照査の手順等について具体的な解説を行う。

本章の構成は、図-IV.3-1 中の番号に対応したものとなっている。なお、国営造成農業用フィルダムの耐震性能照査全体に関係する堤体材料等に関するデータ収集については、「1. 堤体材料等に関するデータ収集」で解説する。

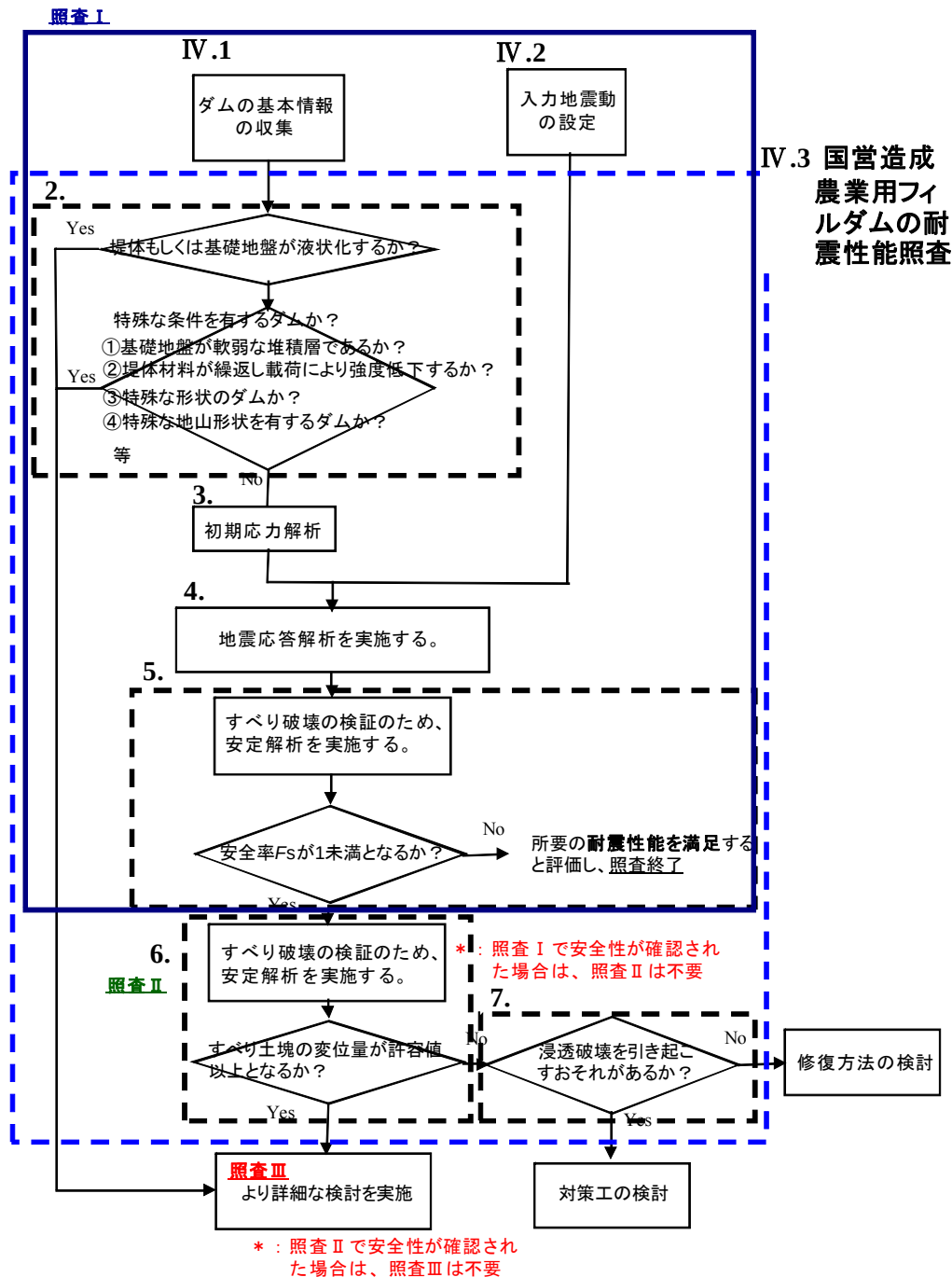


図-IV.3-1 国営造成農業用フィルダム耐震性能照査の作業フロー

1. 堤体材料等に関するデータ収集

◇IV.1 で収集した資料から、各解析で必要となる堤体材料物性に関するデータを整理する。

表 IV.3-1 各手順において、必要となる材料データ

照査手順	必要となるデータ	データの設定方法
2.1 液状化の 簡易判定	粒度特性 (粒径加積曲線、 U_c 、 D_{50} 、 D_{10} 、 FC 等) 塑性指数	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。
3. 初期応力 解析	弾性定数 E_t、ν_t	建設時に自重解析を実施したダムの場合、そのデータ値を用いる。既存のデータが無い場合は、新たに試験を実施し設定する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
	強度定数 c、ϕ 密度、透水係数	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。ロック材等、新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
4. 地震応答 解析	密度	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。
	$G_{\max}^{\text{field}}$	建設時のデータは無い場合が多いことから、新たにPS検層を実施し、 V_s 、 V_p を求め、算定する。PS検層が実施できない場合、文献を参照し、提案されている経験式から算定する。
	$G/G_{\max}^{\text{lab}} - \gamma$ 関係 $h - \gamma$ 関係	建設時のデータは無い場合が多いことから、新たに採取した試料を用い、変形特性を求めるための繰返し試験を実施する。試料採取が困難と考えられる場合、物理特性等の近い試料での試験データを文献等から収集し活用する。
5. すべり 安定解析	密度 強度定数 c、ϕ	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。
6. 塑性変形 解析	密度 強度定数 c、ϕ 残留強度定数 ϕ_{res}	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。ロック材等、新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。 ϕ_{res} については、ロック材など顕著なひずみ軟化を示す材料に対して必要に応じて設定する。

【解説】

1.で収集した資料から、堤体材料物性に関するデータを整理する。

耐震性能照査に当たり実施する解析は、初期応力解析（自重解析、湛水解析）、地震応答解析（等価線形化法による動的解析）、すべり安定解析、塑性変形解析であり、それぞれに必要な材料物性を調査し、不明なものについては、新たに試験の実施を検討すること。新たな試験の実施が困難な場合には、既往の文献や、他ダム の事例を参考に するなどし、データ整理を行う。

堤体材料物性に関する調査に当たっては、①建設時の品質管理試験値、②設計値、③新たに実施する堤体および基礎の材料を用いた試験値（必ずしも原位置での不攪乱資料である必要はない）、④文献値や他ダムでの事例、の順番でデータの検討を行う。なお、建設時の資料については、最終段階での資料であることを確認することが重要である。

【留意事項】

ここでは、実務において標準的と考えられる設定方法を記載しており、ここで記載した以外の方法でデータを設定することも可能である。また、ここで示した参考文献以外にも、学会等で発表されている多数の文献があるため、特に「地震応答解析」で必要となる材料特性の設定に当たっては十分な文献調査を実施することが望ましい。

データの設定に当たっては、厳密には、基礎および堤体からサンプリングを実施し、詳細なデータの検討を行うことが望ましいが、既設堤体のコアからサンプリングを行うことは現実的には困難である。このため、実務においては、新設ダムを対象として実施された既存の試験例を文献等から収集し、活用することが現実的であると考ええる。しかしながら、文献から得られたデータは照査対象のダムの材料によるものではないため、これらを用いて計算される解析結果は絶対的なものではないことを十分に理解し、解析結果の妥当性を検証することが重要である。

検証に当たっては、現在までに耐震性能照査を実施した農業用ダムでの事例や、専門家の意見等を参考に、総合的な判断を行うことが望ましい。

2. 液状化および特殊な条件の判定

2. 1 液状化の簡易判定

—堤体および基礎における液状化等

による強度低下の可能性の検討—

(「液状化の検討」 設計基準フィルダム編Ⅱ-134)

Q：堤体および基礎での液状化の可能性は？

- ・簡易判定の結果、堤体および基礎での液状化が懸念される
⇒ より詳細な検討（照査Ⅲ） へ
- ・簡易判定の結果、堤体および基礎での液状化が懸念されない
⇒ 2.2 へ

【検討に必要なデータ】

- ・地形・地質情報
- ・構成地盤の地質年代および成因：堆積年代、土質名
← 文献等調査
- ・粒度特性：粒径加積曲線、 U_c 、 D_{50} 、 D_{10} 、 FC 等
- ・塑性指数： I_p
← 物理試験
- ・地下水位および有効上載荷重
← ボーリング調査等

【解説】

堤体や基礎における液状化発生の可能性を、地形・地質情報、地層構成、原位置試験および地盤材料の物理試験により簡易に評価する。なお、1966 年の設計基準「フィルダム」制定以降に築造されたダムでは、堤体および基礎地盤の液状化に対する検討が実施されていると考えられるが、建設時の資料等を調査し、現行の設計基準で示される要件を満足していることを確認することが望ましい。

その結果、液状化の可能性があると判断される場合には、より詳細な検討(照査Ⅲ)を実施し、液状化による著しい強度低下の発生の検証を行う。

(1) 地形・地質情報を利用した液状化の可能性の概略予測

地形区分は、土地の起伏だけでなく、形成過程、形成時期、構成土質がほぼ同一な単元で分類されているため、地形区分と液状化発生の可能性が関係付けられる。地形区分による液状化の判定については、「液状化地域ゾーニングマニュアル(平成11年1月 国土庁防災局)」や、「土地条件図の数値データを使用した簡便な災害危険性評価手法(平成19年3月 国土交通省国土地理院)」といった既存の資料を活用するとよい。

表 IV.3-2 液状化危険度の評価基準

評価	数値地図25000（土地条件図）		評価	数値地図25000（土地条件図）		
液状化の可能性なし	斜面	斜面(山地)	液状化の可能性は小さい	凹地・浅い谷	凹地・浅い谷	
		山地・斜面		台地・段丘	低位面	
		山地斜面等		低地の微高地	扇状地	
	火山地形	火砕丘			砂丘	
		溶岩円頂丘	液状化の可能性は大きい	低地の微高地	線扇状地	
		火口			自然堤防	
	溶岩流地形	砂(礫)・堆・州				
	崖	天井川沿いの微高地				
	変形地	壁岩			天井川・天井川沿いの微高地	
		崩壊地			旧天井川の微高地	
		剥しや地・露岩			自然堤防・砂州・砂堆	
		地すべり(崩壊部)	低地の一般面		谷底平野・氾濫平野	
		地すべり(堆積部)			海岸平野・三角州	
		地すべり地			湖岸平野・三角州	
					後背低地	
	台地・段丘	高位面	液状化の可能性は非常に大きい	低地の一般面	旧河道	
		上位面			高い盛土地	
		中位面			盛土地	
		下位面		人口地形	埋立地	
		中位面・下位面			干拓地	
		台地・段丘			凹陥地	
		対比困難な段丘			埋立地	
		洪積台地	評価範囲外	頻水地形	天井川の部分	
		岩石台地			高水敷	
		溶岩台地			高水敷・低水敷・浜	
	山麓堆積地形	台地・段丘状の地形			低水敷・浜	
		麓斜面			湿地・水草地	
		崖			落堀	
		土石流堆		潮汐平地		
		土石流段丘		低水敷・浜・潮汐平地		
		土石流堆積地		改変工事中		
		山麓堆積地		改変工事中の区域		
	人口地形	崖・麓斜面・土石流堆		水部	水部	
		平坦化地			河川及び水面	
		農耕平坦化地			旧水部	
		切土地				
		切土斜面				
		盛土斜面				

土地条件図の数値データを使用した簡便な災害危険性評価手法
(平成19年3月 国土交通省国土地理院)

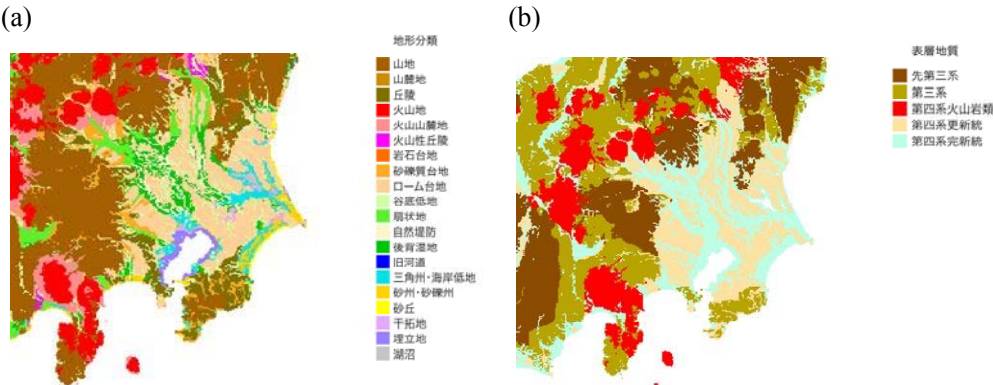


図-IV.3-2 関東周辺の地形・地質 (a)地形分類、(b)表層地質分類

(若松ら、日本の地形・地盤デジタルマップ、東京大学出版会、2005、製品シリアル番号: JEGM1098)

【参考となる資料】

若松ら：日本の地形・地盤デジタルマップ、東京大学出版会、2005

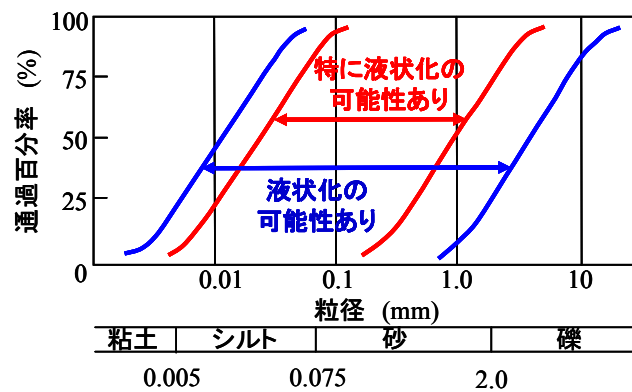
国土庁防災局：液状化地域ゾーニングマニュアル、平成 11 年 1 月

国土交通省国土地理院：土地条件図の数値データを使用した簡便な災害危険性評価手法、平成 19 年 3 月

(2) 地盤材料の物理試験結果を利用した液状化の可能性の予測

より詳細な検討(照査Ⅲ)により、液状化による著しい強度低下の発生の検証を行う。必要のある堤体および基礎は、「土地改良事業計画設計基準 設計 ダム」、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」等を参考に地盤材料の物理試験結果から、判断する。

均等係数の大きい砂 ($U_c \geq 3.5$)



均等係数の小さい砂 ($U_c < 3.5$)

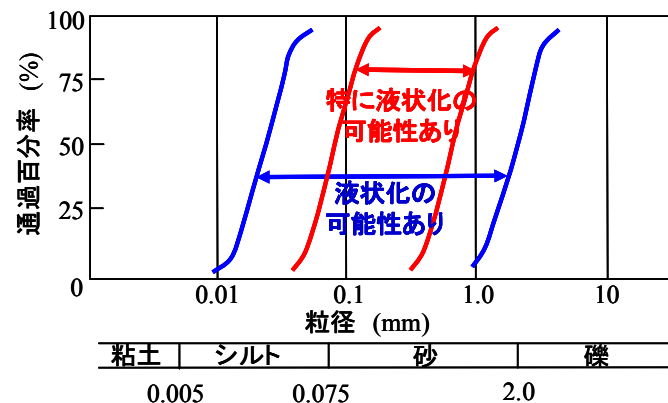


図-IV.3-3 液状化による著しい強度低下の発生の検証を行う必要のある地盤材料
(港湾の施設の技術上の基準・同解説)

表 IV.3-3 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計	道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
地下水位面と現時盤面の距離	10m以内	10m以内
現地盤面からの距離	20m以内	20m以内
粒度特性	$D_{50} \leq 10.0mm$ かつ $D_{10} \leq 1mm$	$D_{50} \leq 10.0mm$ かつ $D_{10} \leq 1mm$
細粒分特性 (F_c 、 I_p 等)	$F_c \leq 35\%$ または、 $F_c > 35\%$ かつ $P_c \leq 35\%$	$F_c \leq 35\%$ または、 $F_c > 35\%$ かつ $I_p \leq 15\%$

【参考となる資料】

日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2002

日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、2007

鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999

2. 2 特殊な条件のフィルダムか否かの判定

Q：堤体および基礎が以下の要件に該当するか？

特殊なダムの判定要件

- ①基礎地盤が軟弱な堆積層である。
- ②堤体材料が繰返し载荷により強度低下する可能性がある。
- ③基礎地盤が特殊な地質構造を有する。
- ④特殊な形状を有する。
- ⑤特殊な断面形状、地山形状を有する。

- ・上記の要件に該当する、特殊な条件のフィルダムと判定
⇒ より詳細な検討（照査Ⅲ） へ
- ・上記の要件には合致しない、通常のフィルダムと判定
⇒ 3. へ

【解説】

照査対象となるダムが、上記の要件に該当する場合、本マニュアルで解説する通常の耐震性能照査法（照査ⅠおよびⅡ）では、十分な耐震性能照査が困難な場合が想定される。

このため、上記の要件に該当するフィルダムは、特殊なフィルダムと判定し、個別に適切な耐震性能照査方法を検討し、耐震性能照査を実施する。

また、築造年代の古いダムには、地質、堤体材料等に関する資料が適切に保管されていないものも多くあると思われる。それらのダムについては、地質、堤体材料に関する調査等を実施するなどし、特殊な条件のダムであるかを確認する必要がある。

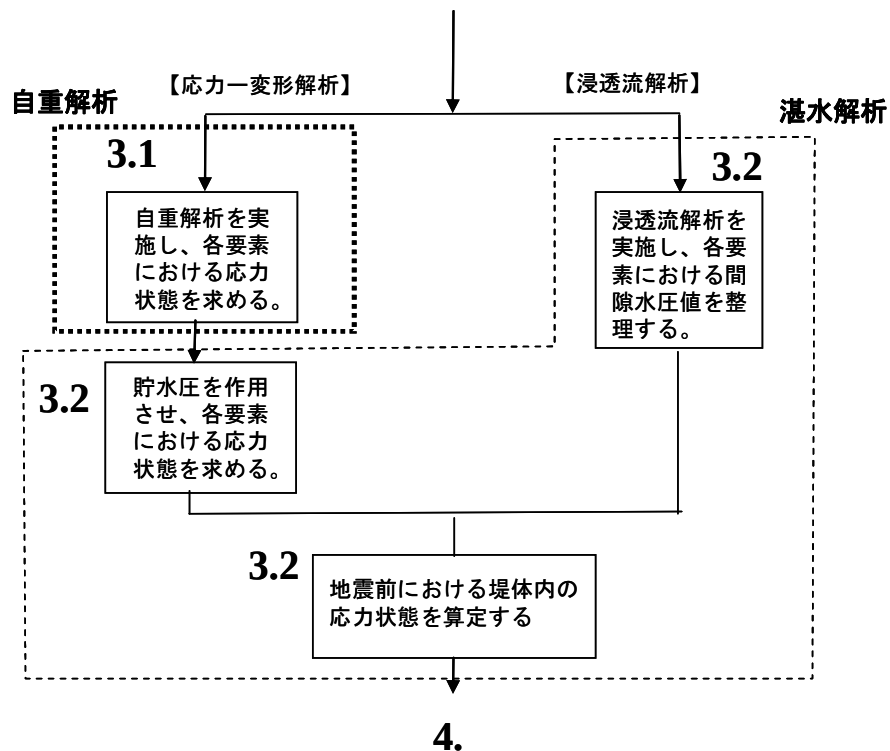
【留意事項】

上記要件の他にも個々のダムにおいて築造時に課題となった特殊な条件がある場合には、それらの条件がダム堤体の地震時における安全性に及ぼす影響を検討し、このマニュアルで解説を行う通常の耐震性能照査（照査ⅠおよびⅡ）で照査が困難と判断される場合は、特殊な条件のダムと判定し、より詳細な検討（照査Ⅲ）を実施する。

3. 初期応力解析

地震応答解析を実施する前段として、地震発生前の堤体および基礎地盤内での応力分布状況を評価する必要がある。これは、拘束圧によって地盤材料の力学的挙動が変化するためである。初期応力解析として、自重解析と湛水解析を実施する。

なお、近年築造されたダムが多くで、有限要素法による自重解析および初期湛水解析が実施されている。初期応力解析に当たっては、これらの事例を参考にするとよい。また、これらについては、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔フィルダム編〕」に記載されているため、参照すること。



4. 図-IV.3-4 初期応力解析のための作業フロー

3.1 自重解析

(「堤体及び基礎地盤の応力・変形解析」 設計基準フィルダム編Ⅱ-116)

◇自重解析を実施する ⇒ 3.2 へ

【解析に必要な材料データ】

・弾性定数： E_t 、 ν_t

・強度定数： c 、 ϕ

← 三軸試験

・密度： ρ ← 物理試験

【解説】

地盤材料は他の土木材料に比べ破壊に至るまでのひずみ量が多い。また、ひずみ発生当初から非線形性を示し、純粋弾性領域が非常に少ない。土構造物における変形や応力を評価する場合、この非線形性を考慮した手法を用いることが必要である。また、地盤材料は摩擦性材料であるため、拘束圧依存性がある。弾性定数も拘束圧によって変化するため、拘束圧依存性を考慮する必要がある。

これらの非線形性を考慮するために、多数の構成モデルが提案させているが、ダムの解析においては、非線形弾性モデルである Duncan-Chang のモデルがよく用いられる。

設計基準（フィルダム編Ⅱ-117）では、他の非線形解析モデルとして、K-G タイプモデルも紹介されており、弾塑性モデルとして、完全塑性モデル（Mohr-Coulomb、Drucker-Prager、Von Mises 等）、硬化塑性モデル（Cam Clay、修正 Cam Clay 等）、繰返し塑性モデル（Subloading surface、多面モデル、二面モデル等）も紹介されている。

また解析方法も、応力と変形のみを考慮する全応力解析、応力、変形、透水と圧密を考慮することのできる有効応力解析（圧密解析、土一水連成解析、応力一浸透解析とも呼ばれる）がある。

本マニュアルで解説する耐震性能照査法では、地震前の堤体内の応力状態が評価できればよいため、解析方法としては、応力と変形のみを考慮する非線形弾性モデルを用いた全応力解析で十分だと考えられる。なお、個別のダムの状況により、より詳細な自重解析による検討が必要であると判断される場合には、詳細な材料試験等を実施した上で弾塑性モデルを用いた有効応力解析により解析を行うことも考えられる。

自重解析には、築堤解析と、築堤過程を考慮せずに堤体の自重を载荷する瞬時盛立解析があり、前者が実際のダムでのクロスアームの挙動をよく再現できることが知られている。しかしながら、計算される堤体内の応力状態については、両者で大きな差がないとの報告もある^{*}。

築造から長期間経過したダムにおいて築堤解析を実施する必要性や、上記の知見を考慮し、築堤解析が不要と判断される場合には、瞬時盛立解析により堤体内の応力状態を評価することも考えられる。

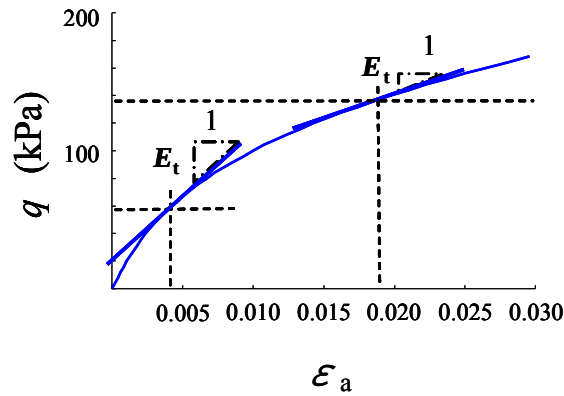


図-IV.3-5 軸ひずみの変化に伴う接線ヤング率 E_t の変化（堤体材料の非線形性）

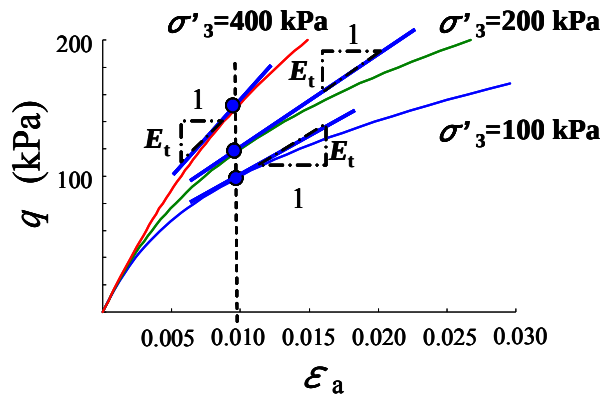


図-IV.3-6 拘束圧の変化に伴う接線ヤング率 E_t の変化（堤体材料の拘束圧依存性）

Duncan-Chang モデル

（設計基準フィルダム編Ⅱ-118）

$$E_t = \left\{ 1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right\}^2 K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

$$\nu_t = \frac{G - F \log(\sigma_3 / P_a)}{\left\{ 1 - \frac{d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]} \right\}^2}$$

E_t : 接線ヤング率、 ν_t : 接線ポアソン比

c : 見かけの粘着力 (kN/m^2)、 ϕ : せん断抵抗角、 P_a : 大気圧 (kN/m^2)

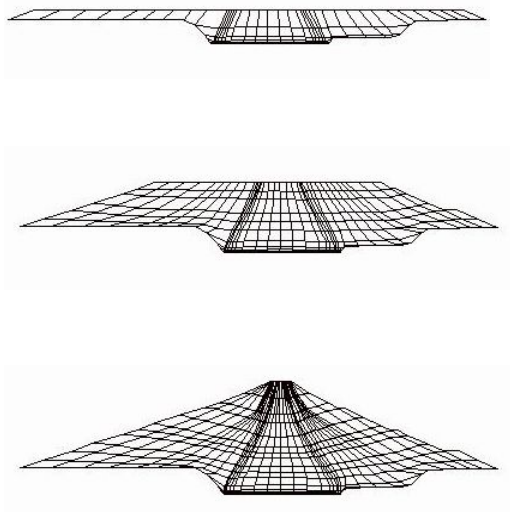
K 、 G 、 F 、 d 、 n : 材料パラメータ

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad 0.75 \leq R_f \leq 1$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: 仮定した終局強度

σ_1 、 σ_3 : 最大及び最小主応力 (kN/m^2)

【変形図】



【間隙水圧】

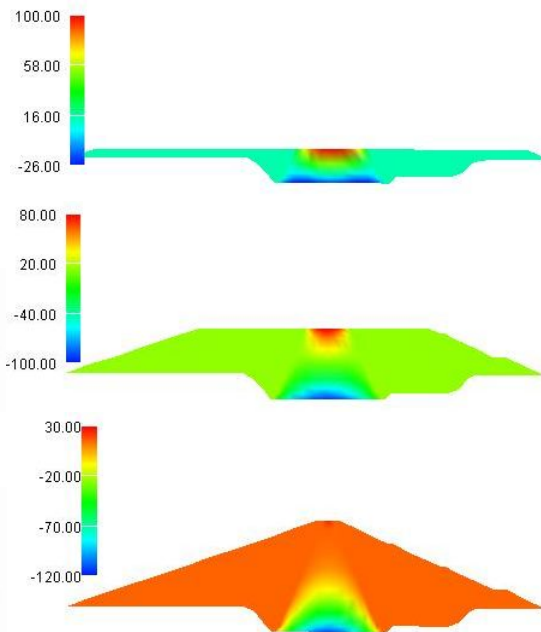


図-IV.3-7 自重解析結果の一例

*)松井家孝：フィルダムの変形と内部応力、土と基礎 Vol.20、No.12、1972.12

3.2 湛水解析

(「有限要素法による浸透水の検討」 設計基準フィルダム編Ⅱ-75)

(「堤体及び基礎地盤の応力・変形解析」 設計基準フィルダム編Ⅱ-116)

◇湛水解析を実施する ⇒ 4.へ

【解析に必要な材料データ】

・ 透水係数 k

← 透水試験

【解説】

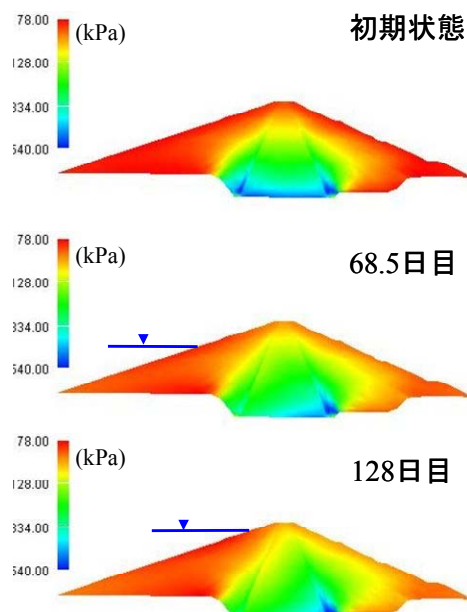
貯水時の堤体および基礎地盤内部の有効応力分布を評価するため、湛水解析を実施する。これに際し、貯水によって作用する荷重と、浸透水による間隙水圧の影響を考慮する必要がある。

なお、湛水解析を実施する際に考慮する貯水位は、常時満水位を基本とする。

貯水によって作用する荷重を考慮するためには、自重解析に引き続き、上流法面に水圧に相当する荷重を作用させた条件での解析を行う必要がある。また、浸透水による堤体内部の間隙水圧分布を評価するためには、浸透流解析を実施する必要がある。このため、応力—変形解析と浸透流解析を実施し、その結果を足し合わせる必要がある。なお、応力、変形、透水と圧密を考慮することのできる有効応力解析を用いれば、貯水によって作用する荷重と、浸透水による間隙水圧の影響を同時に考慮することが可能である。

また、間隙水圧等の実測値が得られている場合、それらの結果を活用することも考えられる。

【水平応力】



【鉛直応力】

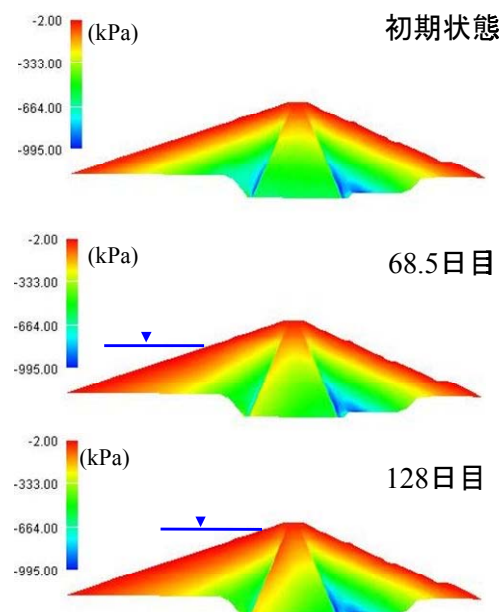


図-IV.3-8 湛水に伴う応力分布変化の一例

4. 地震応答解析

◇地震応答解析を実施する ⇒ 5. へ

【解析に必要な材料データ】

- ・密度： ρ ← 物理試験
- ・P波速度： V_p 、S波速度： V_s ⇒ $G_{\max}^{\text{field}}$
← PS 検層
- ・ $G/G_{\max}^{\text{lab}}$ - γ 関係、 h - γ 関係
← 変形特性を求めるための繰り返し三軸試験

【注意すべき確認事項】

- 解析対象ダムモデル化 ⇨ (4)解析対象ダムモデル化 参照
- 等価線形化法の適用範囲 ⇨ (5)解析結果の評価と整理 参照

【解説】

地震時の堤体の振動挙動を算定するため、地震応答解析を実施する。これは、地震時に堤体に作用する慣性力を算出することが目的であるが、慣性力は、自重と加速度を掛け合わせたものであることから、堤体内で発生する加速度応答を算定する必要がある。

ダムにおいては、等価線形化法による応答解析の実施例が多く、指針(案)でも地震応答解析の手法として、等価線形化法が示されている。等価線形化法を用いた解析コードとしては、FLUSHが有名である。等価線形化法は、一般的には時間領域を周波数領域へ変換し支配方程式を解く方法であり、従来実務において広く用いられてきたが、近年、時間領域を逐次積分する手法も用いられるようになってきた。

また、等価線形化法では、材料パラメータとして土の動的変形特性試験から求まる $G/G_{\max}$ - γ 、 h - γ 関係のデータを点列として直接用いるか、Hardin-Drnevich モデルなどで近似し、数式による連続データとして用いる。他にも、土の動的変形特性を表現するための構成モデルが多数提案されているため、必要に応じてそれらの構成モデルを用いることも考えられる。その際には、構成モデルと設定したパラメータにより、試験結果がどの程度再現されるかを確認することが重要である。

なお、建設時に動的変形特性試験が実施されていない場合は、材料のサンプリングを実施し土質試験を実施することが望ましい。室内試験から求まる $G_{\max}$ は、原位置での値に比べて低い値となることが多い。これは、サンプリング後の運搬時や供試体の成形時に、試料に乱れが生じるためであると言われている。一方で、一般的に $G/G_{\max}$ - γ 関係は試料の乱れの影響をあまり受けないことがわかっている。このことから、 $G/G_{\max}$ - γ 関係は室内繰り返し試験から求め、 $G_{\max}$ は PS 検層などの原位置試験から求まる値を用いることが望ましい。ボーリングによるサンプリングや PS 検層の実施が困難な場合、既存の文献等を参照し、 $G_{\max}$ と動的変形特性を設定することになる。

入力地震動には、Ⅲ.2.で設定した地震動を用いる。地震応答解析の結果を評価する際、実際に堤体で観測された加速度波形と計算結果を比較することが望ましい。

(1) $G_{\max}$ の算定方法

PS 検層は、波動を発生させ、その伝播時間から実体波の速度を求める方法である。せん断波速度が求まると、次式によりせん断弾性係数が算出される。

$$G = \rho V_s^2$$

ここで、 G ：せん断弾性係数、 ρ ：土の密度、 V_s ：せん断波速度 である。

一般的な PS 検層の方法として、ダウンホール法、サスペンション法、クロスホール法がある。PS 検層は、ボーリング孔を用いて行われるため、堤体コア部での実施は困難であるが、現在最も精度良く弾性波速度を求めることのできる方法である。

堤体での PS 検層の実施が困難な場合、既往の文献等を参照し、 $G_{\max}$ を設定する必要がある。 $G_{\max}$ については、複数の経験式が提案されているため、それらを参考にするとよい。ただし、これらの多くは、自然地盤を対象としたものであり、せん断波速度と N 値の関係を整理したものが多い。このため、 $G_{\max}$ の算定に当たり、 N 値が必要となる。他にも、間隙比 e と塑性指数 I_p から $G_{\max}$ を算定する方法も提案されている。

$G_{\max}$ の設定によって、動的応答解析の結果は変化することから、 $G_{\max}$ の設定には留意が必要である。

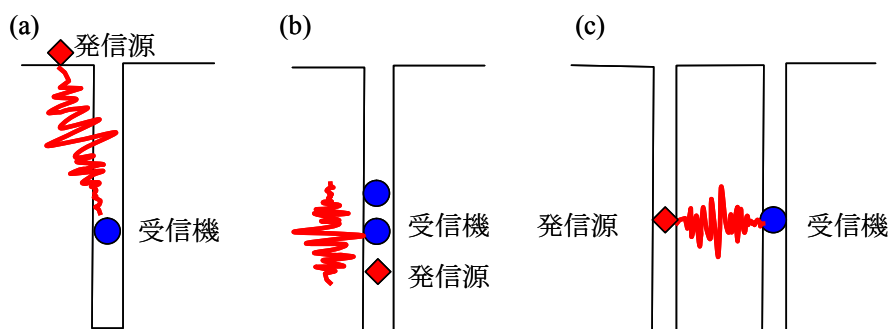


図-IV.3-9 一般的な PS 検層の方法

(a)ダウンホール法、(b)サスペンション法、(c)クロスホール法

表 IV.3-4 ロックフィルダムの弾性波分布モデル (Sawada et.al)

深さ(m)	ロック		コア	
	不飽和	飽和	上限	下限
0～5	$V_s=245$		$V_s=210$	
5～30	$V_s=250z^{0.20}$	$V_s=250z^{0.20}$	$V_s=180z^{0.35}$	$V_s=180z^{0.35}$
30～	$V_s=200z^{0.315}$			

【参考となる資料】

吉田望：地盤の地震応答解析、鹿島出版会、2010

地盤工学会：地盤の動的解析 - 基礎理論から応用まで - 、2007

渡辺啓行：地盤工学における動的方法と実例、1992

Sawada, Y. and Takahashi, T. : Study on the Material Properties and Earthquake Behavior of Rockfill Dams, 第4回日本地震工学シンポジウム論文集, 1975, pp.695-702

地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004

地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 - 土質編一、2007

(2) 土の動的変形特性

一般的な土木材料は、繰返し載荷（載荷と除荷を繰り返す）時における応力 - ひずみ関係（履歴ループ）がヒステリシスを示す。また、地盤材料は他の土木材料に比べ破壊に至るまでのひずみ量が大きく、ひずみ発生当初から非線形性を示し、純粋弾性領域が非常に少ない。このような材料特性を定量的に評価するために、 $G/G_{\max}$ - γ 曲線、 h - γ 曲線が利用されている。これらは、室内繰返しせん断試験（JGS0542-2009「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」、または JGS0543-2009「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しネジリせん断試験方法」）により求める。

除荷を行うひずみ量の違いにより、等価ヤング率 E_{eq} 、履歴減衰率 h が異なるため、軸ひずみを変化させた繰返し載荷を実施し、その際に得られる E_{eq} 、 h を求める。これらの結果を整理することで、 $G/G_{\max}$ - γ 曲線、 h - γ 曲線が得られる

なお、非排水繰返し三軸試験の場合、軸ひずみとせん断ひずみ、等価ヤング率と等価せん断剛性との間には次式の関係が成り立つ。

$$\gamma = \frac{3}{2} \varepsilon_a \quad G_{eq} = \frac{E_{eq}}{3}$$

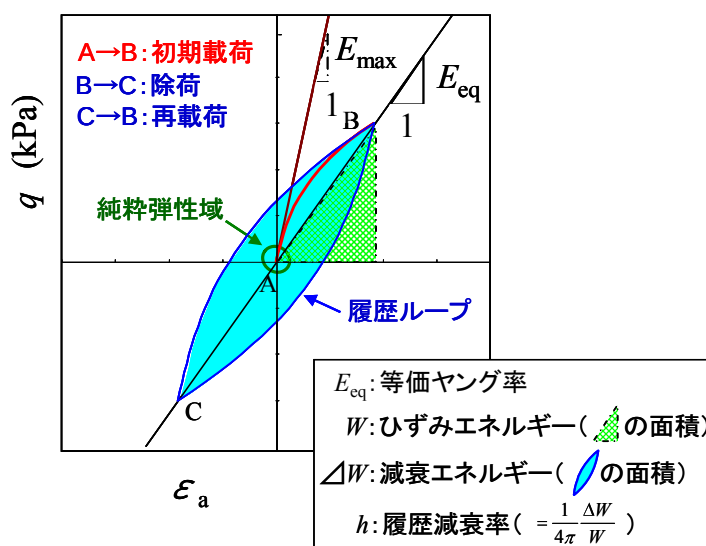


図-IV.3-10 土の動的変形特性の概念図

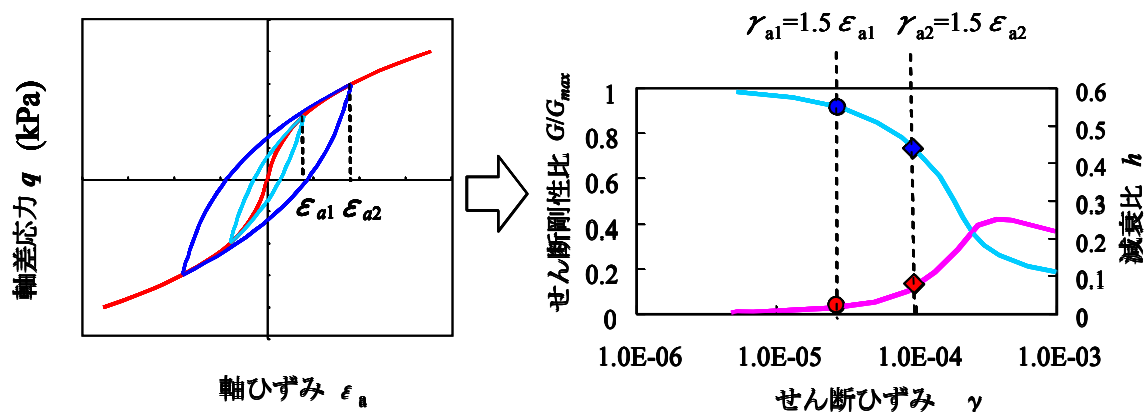


図-IV.3-11 $G/G_{\max}$ - γ 曲線、 h - γ 曲線

室内繰返しせん断試験から求まる $G/G_{\max}$ - γ 曲線、 h - γ 曲線の近似式として、次式で示す Hardin-Drnevich モデルを用いることが多い。

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_r} \quad h = h_{\max} \left(\frac{\gamma / \gamma_r}{1 + \gamma / \gamma_r} \right)$$

ここで、 γ_r : 基準ひずみ であり、 $G/G_{\max}$ - γ 曲線において $G/G_{\max}=0.5$ となる時のひずみである。

堤体材料を用いた室内試験結果が得られない場合、文献等を参照し、土の動的変形特性を選定する必要がある。 $G_{\max}$ の設定と同様、土の動的変形特性の設定により動的応答解析の結果が変化することから、その設定には留意が必要である。

なお、国総研資料 第 244 号 「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」では、土質遮水壁型ロックフィルダム本体の照査例の中で以下の動的物性値が用いられている。

$$G_0 : \text{コア材} \quad G_0 = 12000(2.91 - K_0) \times \sigma_m^{0.466}$$

$$\text{フィルタ材、ロック材} \quad G_0 = \{5822(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \times \sigma_m^{0.6}$$

$$G_0 : \text{コア材} \quad G/G_0 = 1/(1 + \gamma / 7.072 \times 10^{-4})$$

$$h : \text{コア材} \quad h = 0.133 \times \frac{\gamma / 7.072 \times 10^{-4}}{1 + \gamma / 7.072 \times 10^{-4}} + 0.05$$

また、文献に示されたダム堤体材料の動的変形特性に関するデータを、表Ⅳ.3-5～7 に示す。

小規模なアースフィルダムでの動的物性値の設定に当たり、参考になるものと考えられるため、鉄道盛土における動的物性値の事例を表Ⅳ.3-8 に示す。

表Ⅳ.3-5 粗粒材料の動的物性
(土木学会編：動的解析と耐震設計〔第 3 巻〕エネルギー施設)

記号	せん断弾性係数 G		減衰定数	試験条件
	G_0	ひずみ依存性	η	
G-1	$538 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.5}$	$\frac{19.3(\sigma'_m)^{0.5}}{\gamma^{0.63} + 1.1435 \times 10^{-2}}$	$0.519 \frac{\gamma^{0.63}}{\gamma^{0.63} + 3.143 \times 10^{-2}}$	硬砂岩碎石 $d_{\max}=9.52\text{mm}$
G-2	$400 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.55}$	$\gamma_r = 1.56 \times 10^{-3}$ $\frac{\gamma_r}{\gamma_r + \gamma} G_0$	$\gamma_r = 1.56 \times 10^{-3}$ $0.23 \frac{\gamma_r}{\gamma_r + \gamma}$	硬砂岩碎石 $d_{\max}=9.52\text{mm}$
G-3	$1300 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.55}$	$\gamma_r = 2 \times 10^{-4}$ $\frac{\gamma_r}{\gamma_r + \gamma} G_0$	$5 \times 10^{-6} < \gamma < 1 \times 10^{-3}$ $0.02 \sim 0.15$	碎石 $d_{\max}=64\text{mm}$
G-4	$840 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.60}$	$\gamma_r = 2 \sim 8 \times 10^{-4}$ $\frac{\gamma_r}{\gamma_r + \gamma} G_0$	$5 \times 10^{-6} < \gamma < 1 \times 10^{-3}$ $0.015 \sim 0.10$	円礫 $d_{\max}=76\text{mm}$
G-5	$649 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.65}$	$\gamma_r = 5.92 \times 10^{-4} (\sigma'_m)^{0.229}$ $\frac{\gamma_r}{\gamma_r + \gamma} G_0$	$3 \times 10^{-5} < \gamma < 3 \times 10^{-3}$ $0.03 \sim 0.12$	安山岩碎石(ロック材) $d_{\max}=63.5, 38.1\text{mm}$
G-6	$435 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.66}$	$\gamma_r = 5.7 \times 10^{-4} (\sigma'_m)^{0.286}$ $\frac{\gamma_r}{\gamma_r + \gamma} G_0$	$3 \times 10^{-5} < \gamma < 2 \times 10^{-3}$ $0.04 \sim 0.14$	旧河床砂礫(フィルター材) $d_{\max}=38.1\text{mm}$

表IV.3-6 牧尾ダム（ロックフィル）の解析で用いられた動的物性
（土木学会編：動的解析と耐震設計〔第3巻〕エネルギー施設）

ゾーン	せん断弾性定数 G	減衰定数 η
ロック	$G = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} G_0$	$\eta = 0.23 \frac{\gamma}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.15$
コア	$G = \frac{5 \times 10^{-4}}{5 \times 10^{-4} + \gamma} G_0$	$\eta = 0.23 \frac{\gamma}{5 \times 10^{-4} + \gamma} + 0.15$
トランジション	$G = \frac{1.0 \times 10^{-3}}{1.0 \times 10^{-3} + \gamma} G_0$	$\eta = 0.30 \frac{\gamma}{1 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.15$

表IV.3-7 岩屋ダム（ロックフィル）の解析で用いられた動的物性
（土木学会編：動的解析と耐震設計〔第3巻〕エネルギー施設）

ゾーン	せん断弾性定数 G	減衰定数 η
ロック I	$G = \frac{1.3 \times 10^{-4}}{1.3 \times 10^{-4} + \gamma} G_0$	$\eta = 0.23 \frac{\gamma}{1.3 \times 10^{-4} + \gamma} + 0.10$
フィルタ	$G = \frac{1.2 \times 10^{-3}}{1.2 \times 10^{-3} + \gamma} G_0$	$\eta = 0.15 \frac{\gamma}{1.2 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.10$
ロック II	$G = \frac{1.2 \times 10^{-3}}{1.2 \times 10^{-3} + \gamma} G_0$	$\eta = 0.15 \frac{\gamma}{1.2 \times 10^{-3} + \gamma} + 0.10$

表IV.3-8 鉄道盛土における動的物性
（鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計）

せん断ひずみ振幅 γ	粒度調整碎石		豊浦砂		稲城砂		岩手ローム	
	G/G_0	h (%)	G/G_0	h (%)	G/G_0	h (%)	G/G_0	h (%)
1×10^{-6}	1.00	2.0	1.00	0.5	1.00	3.0	1.00	2.0
1×10^{-5}	0.99	2.4	0.99	0.7	0.98	3.2	0.98	2.0
5×10^{-5}	0.90	4.5	0.89	3.6	0.90	4.1	0.85	2.0
1×10^{-4}	0.82	5.8	0.80	6.4	0.80	5.1	0.77	2.3
2.5×10^{-4}	0.64	7.7	0.66	11.4	0.59	6.9	0.65	2.5
5×10^{-4}	0.48	9.3	0.50	17.4	0.40	9.0	0.55	4.0
1×10^{-3}	0.32	11.1	0.32	23.5	0.27	11.5	0.46	7.1
2.5×10^{-3}	0.15	12.6	0.12	28.4	0.16	15.1	0.32	12.0
5×10^{-3}	0.08	12.4	0.06	29.0	0.10	17.2	0.20	15.1
1×10^{-2}	(0.06)	(12.2)	0.05	28.2	0.07	18.0	0.12	14.5

【参考となる資料】

吉田望：地盤の地震応答解析、鹿島出版会、2010

地盤工学会：地盤の動的解析 - 基礎理論から応用まで - 、2007

渡辺啓行：地盤工学における動的方法と実例、1992

電力中央研究所報告 総合報告：No.301 「土の動的変形特性と地盤の非線形振動応答」、1982

土木研究所資料：No.2146「大型繰返し三軸試験機を用いた粗粒材料の動的物性試験」、1984

土木研究所資料：No.2160「粘土の動的強度特性に関する繰返し三軸試験報告書」、1984

土木研究所資料：No.3630「アースダム材料の繰返し強度特性に関する実験報告書」、1999

地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説―二分冊の2―、2009

地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 - 土質編一、2007

土木学会編：動的解析と耐震設計〔第3巻〕エネルギー施設

電力土木技術協会：改訂新版 最新フィルダム工学

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計

国土技術政策総合研究所資料 第244号「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) 構成モデル

土の動的変形特性を表現するため、多数の構成モデルが提案されている。その中で、等価線形化法に用いられる代表的なモデルが、粘弾性モデルである。逐次積分法では、双曲線モデル（修正 Hardin-Drnevich モデル）や Ramberg-Osgood モデルなどが用いられることが多い。

①粘弾性モデル

繰返し载荷時におけるヒステリシスを示す応力 - ひずみ関係（履歴ループ）を表現するモデルとして、粘弾性モデルがある。粘弾性モデルの応力ひずみ関係は、一般に次式で表され、 G^* を複素弾性率と呼ぶ。

$$\tau = (G + iG')\gamma = G^*\gamma$$

ここで、 G ：弾性率、 G' ：損失係数、 G^* ：複素弾性率 である。

上式の実数表示に対応する式が、次式で表される。これは、概念図に示すヒステリシスループを表現している。

$$\tau = G\gamma \pm G'\sqrt{\gamma_a^2 - \gamma^2}$$

ここで、 γ_a ：ひずみ振幅 である。

また、 G と G' には、次の関係が成立する。

$$\frac{G'}{G} = \eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} = 2h$$

ここで、 η ：損失係数 である。

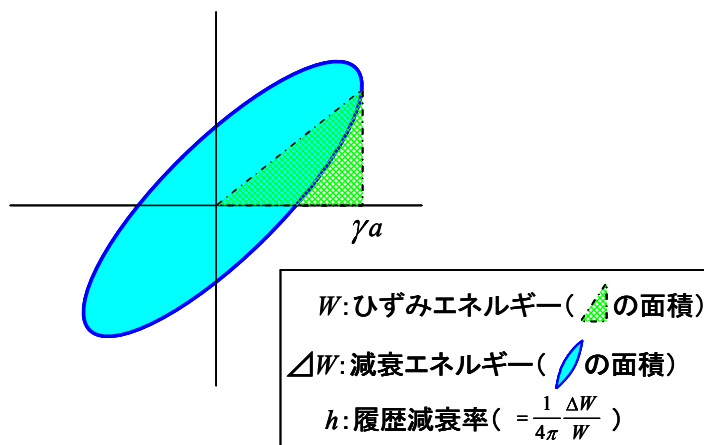


図-IV.3-12 粘弾性モデルの概念図

このように、弾性率 G と履歴減衰率 h が与えられれば、粘弾性モデルを用いて繰返し
 載荷時の応力 - ひずみ関係が表現される。なお、弾性率 G と履歴減衰率 h は、 $G/G_{\max}$ -
 γ 、 h - γ 関係の実験データを点列として直接用いるか、Hardin-Drnevich モデルで近似し
 た数式による連続データとして用いることにより与えられる。

②双曲線モデル（修正 Hardin-Drnevich モデル）

単調載荷の応力ひずみ関係を表現する曲線を骨格曲線、繰返し載荷時の履歴ループ
 を表現する曲線を履歴曲線と呼ぶ。

双曲線モデルは、骨格曲線に Hardin-Drnevich モデルを用い、履歴曲線を表現するた
 めに Masing 則を適用しており、修正 Hardin-Drnevich モデルとも呼ばれる。

Masing 則とは、骨格曲線と相似な曲線で履歴曲線を表現しており、一般的に次式で表
 現される。

$$\frac{\tau - \tau_R}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_R}{2}\right)$$

ここで、 $f(\gamma)$ ：骨格曲線を表す関数、 (γ_R, τ_R) ：除荷点 である。

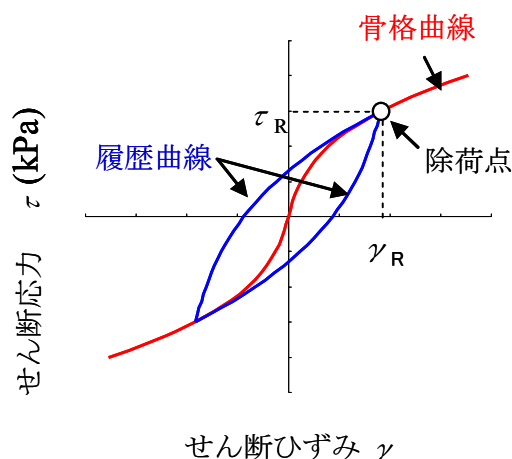


図-IV.3-13 応力-ひずみ関係のモデル化

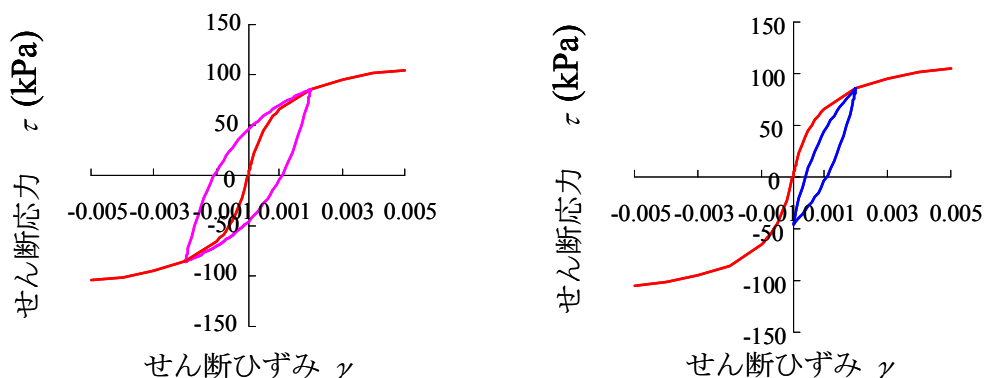


図-IV.3-14 双曲線モデルにより表現される骨格曲線と履歴曲線の例

骨格曲線は Hardin-Drnevich モデルと同様に次式で表される。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \gamma / \gamma_r} = \frac{G_0 \gamma}{1 + G_0 \gamma / \tau_f}$$

ここで、 τ_f : せん断強度 である。

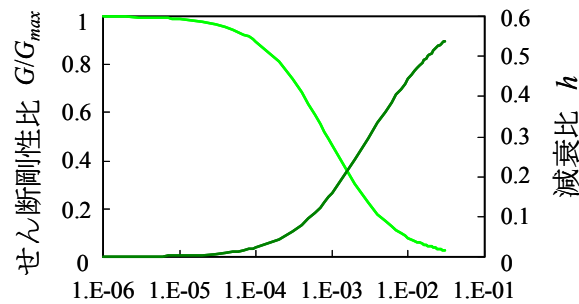
上式に Masing 則を適用することで、履歴曲線は次式で表される。

$$\tau = \frac{2G_0(\gamma - \gamma_R)\tau_f}{2\tau_f + G_0(\gamma - \gamma_R)} + \tau_R$$

なお、 $G/G_{\max}$ - γ 曲線、減衰特性 (h - γ 曲線) は次式で表される。

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_r}$$

$$h = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{\gamma_r}{\gamma} \right) \left[1 - \frac{\gamma_r}{\gamma} \ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right] - \frac{2}{\pi}$$



せん断ひずみ γ

図-IV.3-15 双曲線モデルにより表現される $G/G_{\max}$ - γ 曲線と h - γ 曲線の例

③Ramberg-Osgood モデル

Ramberg-Osgood モデルの骨格曲線を次式で示す。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right\}$$

ここで、 α 、 β は材料パラメータである。

履歴曲線は、上式に Masing 則を適用し、次式で表される。

$$\gamma = \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau - \tau_R}{2\tau_f} \right)^{\beta-1} \right\} + \gamma_R$$

なお、減衰特性 (h - γ 曲線) は次式で表される。

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta-1}{\beta+1} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right)$$

Ramberg-Osgood モデルは、双曲線モデルに比べパラメータが多いため、 h - γ 曲線をより良く再現できるものと考えられる。

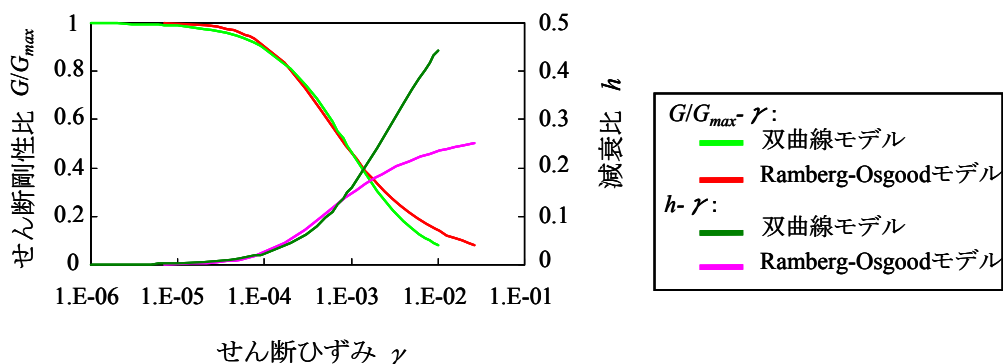


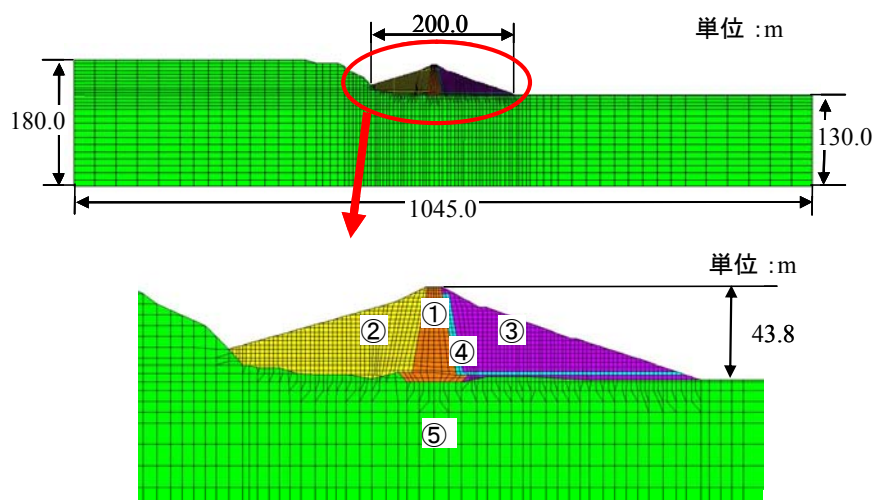
図-IV3-16 Ramberg-Osgood モデルと双曲線モデルの比較

(4) 解析対象ダムモデル化

解析領域の設定に当たっては、堤体のみでなく基礎地盤も含めるものとする。

本来半無限に続く地盤の一部を解析領域として切り出すため、解析領域および境界条件の設定には、十分留意する必要がある。

通常、応答解析の対象となる構造物に対する境界の影響を緩和するため、鉛直方向は高さの3倍程度、水平方向は幅の5倍程度と広く解析領域をとることが望ましい。



①コア ②,③シェル ④ドレーン ⑤基礎

図-IV.3-17 有限要素メッシュの例

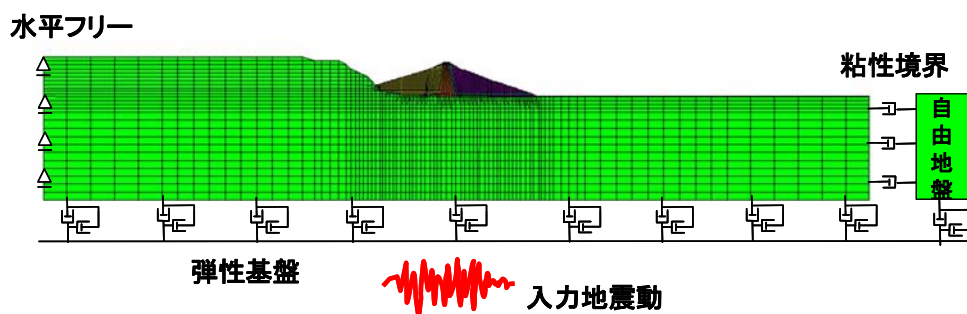


図-IV.3-18 境界条件の設定方法

また、基盤の境界条件については、反射波を吸収するため、解析範囲下端と開放基盤との間をダッシュポットでつなぐ弾性基盤とするとよい。

側方境界条件については、水平フリーや自由地盤とダッシュポットでつなぐ粘性境界とすることが多い。

応答解析で注意しなければならないのは、要素の大きさである。応答解析において、波長を滑らかに表現するためには、波長の 1/5～1/6 程度に層の分割を小さくする必要がある。

地盤のせん断波速度を V_s 、対象とする周波数を f とすると、波長 λ は次式で表される。

$$\lambda = \frac{V_s}{f}$$

軟弱な地盤として $V_s=100\text{m/s}$ 、対象とする周波数を 10Hz 程度と考えると、 $\lambda=10\text{m}$ となり、要素辺が 1.5～2m 程度になるように分割するとよい。

また要素の形状がいびつな形状にならないよう注意する（正方形が最も望ましい）。

【参考となる資料】

吉田望：地盤の地震応答解析、鹿島出版会、2010

地盤工学会：地盤の動的解析 - 基礎理論から応用まで - 、2007

(5) 解析結果の評価と整理

応答解析の結果は、すべり破壊、塑性変形解析において活用されることから、堤体部の各節点、要素において、加速度応答値の時刻歴波形、応力の時刻歴波形を整理しておく必要がある。後述するようにすべり破壊、塑性変形解析には、①最大等価瞬間震度と分割法を用いる方法、②初期応力解析と動的解析から求まる応力を用いる方法の 2 つがある。前者の場合、加速度応答値の時刻歴波形が、後者の場合、応力の時刻歴波形が必要となる。なお、これらのデータは、非常に多量となることから、図化等は最低限必要なもののみとし、生データとして保管しておけば十分である。

土の動的変形特性試験については、大ひずみ時の動的特性を評価する試験方法が確立されていないという大きな課題がある。このため、等価線形化法では、ひずみレベルが 0.1%程度*)までしか十分には適用できないことに十分留意する必要がある。結果を評価する際に、最大せん断ひずみ分布図により計算された最大ひずみレベルを確認することは結果の妥当性を評価する上で有効な方法のひとつと考えられる。特に、計算される応力値を用いて安全性を評価する方法を用いる場合に、動的応答解析において 0.1%程度以上のひずみが計算された際には、結果の妥当性について十分な検討を行う必要がある。

*)吉田他：時代の要請に応える土の繰返しせん断変形特性試験の確率を、地盤工学会誌 58-2、2010

5. すべり破壊の検証

初期応力解析、地震応答解析の結果を考慮したすべり安定解析を実施する。なお、すべり面は円弧を仮定する。

地震応答解析の結果を考慮し、想定すべり面のすべり安全率を求める方法として、以下の2つの方法が考えられる。

- ① 想定すべり面上の土塊に、等価瞬間震度 k_h の時刻歴の中で最大である等価最大震度 $k_{\max}$ を作用させた時のすべりモーメントに対する、抵抗モーメントの比として求める方法。
- ② 初期応力解析の結果に動的解析より得られた応力を重ね合わせて求めた、各想定すべり面沿いのせん断応力に対する、各想定すべり面上のせん断抵抗力の比として求める方法。

複数の想定すべり面に対して、これらの方法によりすべり安全率を求め、1.0 を下回る想定すべり面がないことを確認する。1.0 を下回る想定すべり面が確認された場合、すべりを考慮した塑性変形解析（照査Ⅱ）へ移行する。

なお、これらの解析に必要となる土質定数は強度定数 (c , ϕ) と密度 (ρ) である。

強度定数は排水条件での三軸試験結果（CD 試験）を用いることも考えられるが、非排水条件での三軸試験結果（UU 試験）を用いる方が安全側での評価となることから、非排水試験から求まる強度定数を用いることが望ましいと考えられる。用いる材料強度の排水条件については、十分に留意し決定する。

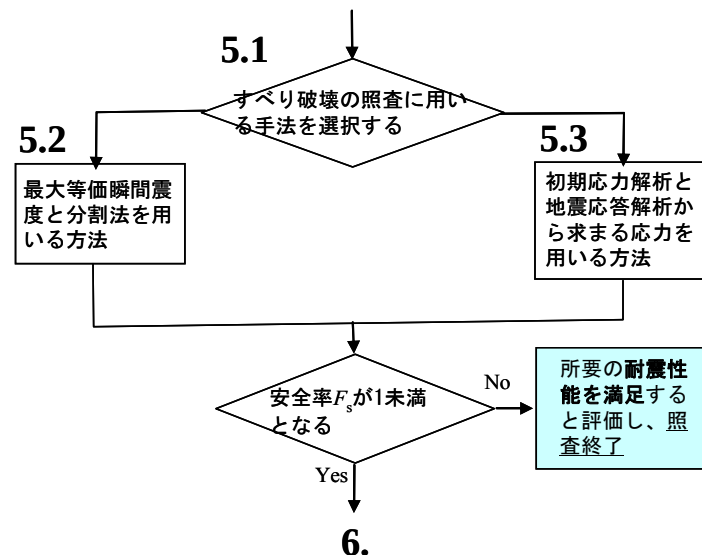


図-IV.3-19 すべり安定解析による耐震性能照査（照査Ⅰ）のための作業フロー

5.1 すべり破壊の照査に用いる手法の選択

Q：どちらの照査手法を選択する？

①最大等価瞬間震度と分割法を用いる方法⇒5.2

②初期応力解析と動的解析から求まる応力を用いる方法⇒5.3

【解説】

堤体の安定解析には、①分割法によるものと、②有限要素法による斜面安定解析（初期応力解析と動的解析から求まる応力を用いる方法）がある。

分割法は、すべり土塊を n 個のスライスに分割し、各スライスを剛体と仮定したうえで、各スライスにおける釣合い条件と破壊条件ならびに静定化条件を用いて、安全率を計算する安定解析法である。従来、堤体の安定性評価に用いられており、実用性の高い手法である。

しかしながら、想定するすべり面上の不静定な応力分布を決めるため、分割した各スライスについて静定化条件を仮定しなければならない。この点を改善するため、有限要素法により計算した応力を用いる安定解析法がある。これは、分割法で用いた静定化条件の代わりに、斜面内の応力を FEM 解析により計算した上で、安全率を算定する方法である。渡辺・馬場は主応力作用面から $45^\circ \pm \phi/2$ の方向で規定されるモービライズドプレーン（p.74【参考】を参照）と有限要素法により算定される応力から、潜在すべり面を算定し安定解析を実施する手法を提案している。また、地震時の任意の瞬間における潜在すべり線上の土塊の平均加速度から等価瞬間震度を算定し、地震時すべり変形量を求める方法を提案している。この方法は、電力土木分野で多く用いられてきた。

「土地改良設計基準 設計 ダム」では、実用面と、①震度法によって簡便に耐震性を考慮することができること、②計算が簡単であること、③安全率 F_s だけで安定性の議論ができる等の利点から、円形すべり面スライス法が示されている。既設の農業用ダムは、円形すべり面スライス法による設計がなされていることを考えると、耐震性能照査においても、分割法による安定解析を用いる場合が多いと考えられる。

5.2 最大等価瞬間震度と分割法を用いる方法

—解析の実施と計算される安全率の評価—

(「堤体及び基礎地盤の力学的安定性の検討」 設計基準フィルダム編Ⅱ-96)

Q：安全率 F_s は 1.0 以上？

- ・ 安全率 F_s が 1.0 未満となる
⇒塑性変形解析の実施（照査Ⅱ）
- ・ 安全率 F_s が 1.0 以上となる
⇒すべり破壊は生じないと評価し、[照査終了](#)

【解析に必要な材料データ】

- ・ 密度： ρ ← 物理試験
- ・ 強度定数： c 、 ϕ ← 三軸試験

【解説】

想定円弧を設定し、地震応答解析に用いた有限要素メッシュにおいて、想定円弧内部の要素を対象に等価瞬間震度の時刻歴を求める。

想定円弧が要素を横切る場合は、要素重心が円弧内部であればすべり土塊の対象とする。

円弧内部の要素を対象に、節点での加速度から形状関数を用いて要素内任意点での加速度時刻歴データを内挿し、密度を乗じ数値積分を行うことで、想定土塊に作用する慣性力の時刻歴データを得ることができる。これを土塊の重量で除すことで、土塊の平均加速度時刻歴が算定される。

求まった土塊の平均加速度（等価瞬間震度）の最大値を設計震度とし、円弧すべり面を仮定した簡便分割法に基づき安定計算を行う。

安定解析を行う上で、指針（案）では分割したスライスの重心で滑動モーメントを算定しているのに対して、設計基準ではすべり面上で算定している。これは、その簡便さと安全側で評価できるためとされている。このため、設計基準で示されるように滑動モーメントをすべり面上で計算し、安定性が確認できない場合、指針案で示されるように滑動モーメントをスライス重心で計算するなど工夫してもよい。なお、算定した方法については明確にしておく必要がある。

等価瞬間震度は次式で求める。

$$k_h = \frac{\iint_{S_m} \rho(x,y) \alpha(x,y) dx dy}{g \iint_{S_m} \rho(x,y) dx dy}$$

k_h ：等価瞬間震度、 ρ ：密度、 α ：動的解析より求まる堤体内部点の加速度
 g ：重力加速度、 S_m ：すべり土塊対象領域

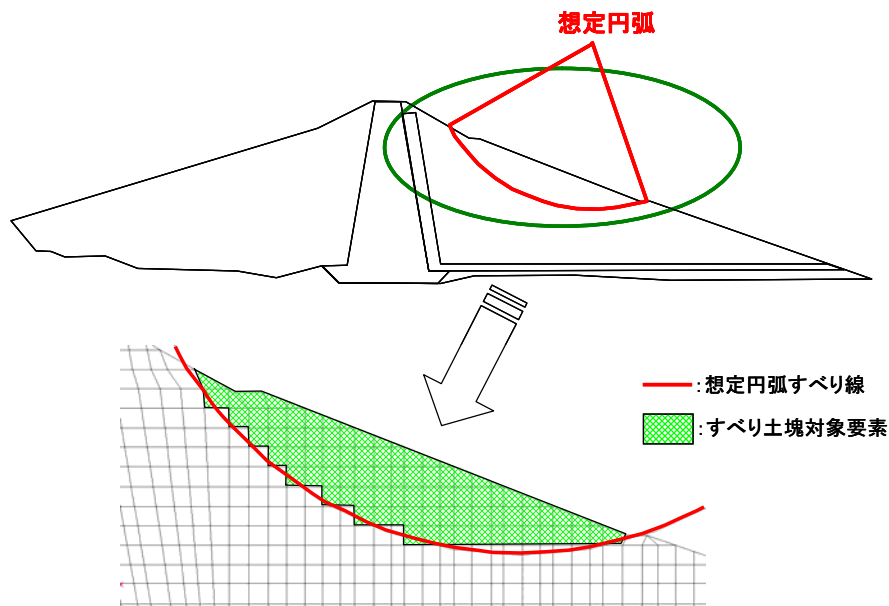


図-IV.3-20 等価瞬間震度算出の対象範囲

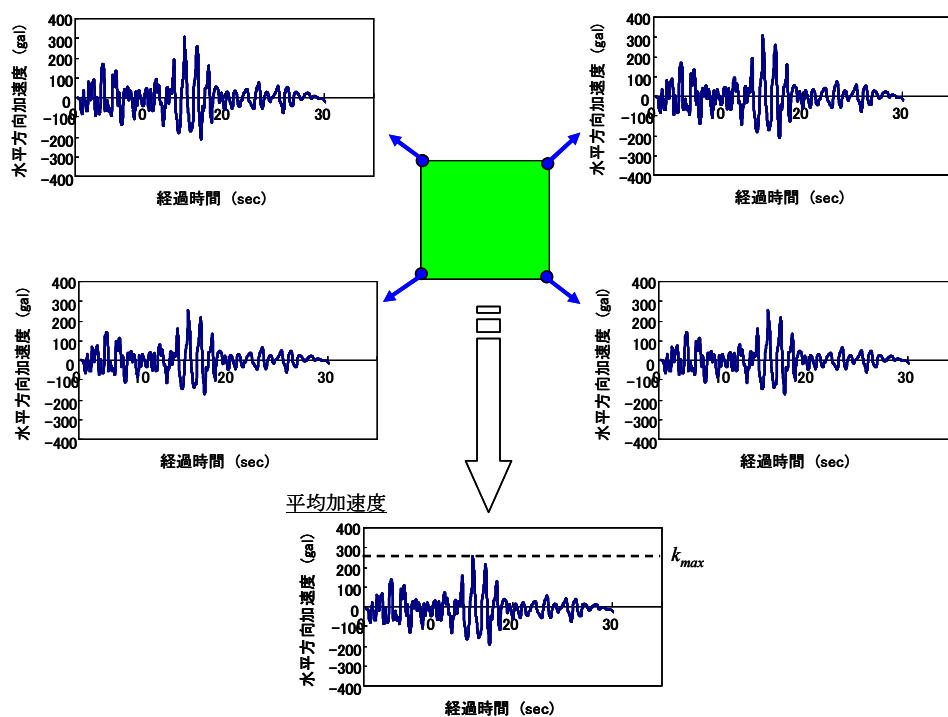


図-IV.3-21 等価瞬間震度の考え方

算出した等価瞬間震度時刻歴波形の最大値 k_{max} を設計震度とし、安定解析を実施し、安全率 F_s を求める。

以上を、複数の想定円弧を対象に行う。なお、等価瞬間震度は想定円弧によって異なるため、各想定円弧に対して算出する必要がある。

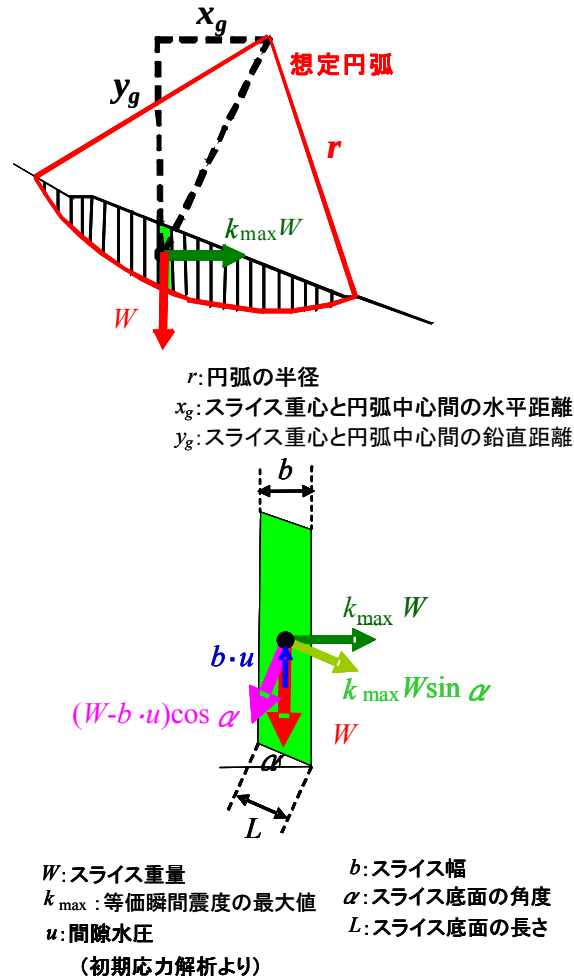


図-IV.3-22 安定解析の考え方（スライスの重心で滑動モーメントを算定する場合）

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_{\max} M_{RK}}{M_{DW} + k_{\max} M_{DK}}$$

M_R : 抵抗モーメントの合計、 M_{DW} : 自重による活動モーメント ($= \Sigma x_g W$)

M_{DKH} : 地震慣性力による滑動モーメント ($= k_{\max} \Sigma y_g W$)

M_{RW} : 自重による抵抗モーメント ($= r \Sigma (W - b \cdot u) \cos \alpha \cdot \tan \phi$)

M_{RC} : 粘着力による抵抗モーメント ($= r \Sigma c \cdot L$)

M_{RK} : 地震慣性力 1G が作用した場合の抵抗モーメント ($= r \Sigma W \sin \alpha \cdot \tan \phi$)

M_{DK} : 地震慣性力 1G が作用した場合の滑動モーメント ($= \Sigma y_g W$)

ϕ : 要素の強度定数（せん断抵抗角）、 c : 要素の強度定数（見かけの粘着力）

複数の想定円弧を対象にした結果から、安全率 F_s が 1.0 を下回る円弧が確認されない場合、想定地震動が作用してもすべり破壊が生じないと判断し、照査を終了する。

安全率 F_s が 1.0 を下回る円弧が確認された場合、円弧すべりによる土塊の滑動量を算定するため、塑性変形解析（照査Ⅱ）を実施する。

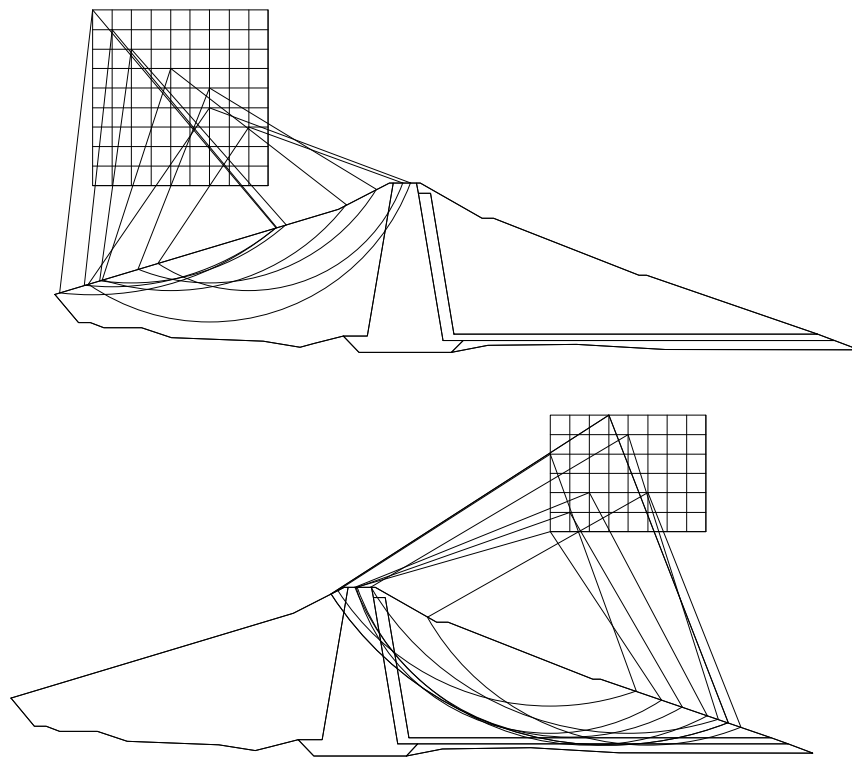


図-IV.3-23 複数の想定円弧による安全率 F_s の算定

【参考となる資料】

土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔フィルダム編〕

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

ダム技術 No.274：大規模地震に対するダム耐震性能照査について、2009.7

大ダム No.180：既設ダムの耐震性能評価法の現状と課題、2002.7

5.3 初期応力解析と動的解析から求まる応力を用いる方法 —解析の実施と計算される安全率の評価—

Q：安全率 F_s は 1.0 以上？

- ・安全率 F_s が 1.0 未満となる
⇒塑性変形解析の実施（照査Ⅱ）
- ・安全率 F_s が 1.0 以上となる
⇒すべり破壊は生じないと評価し、**照査終了**

【解析に必要な材料データ】

- | | | |
|---------------------|---|------|
| ・密度： ρ | ← | 物理試験 |
| ・強度定数： c 、 ϕ | ← | 三軸試験 |

【解説】

初期応力解析と地震応答解析の結果から、すべり線上の釣りあい関係を求め、すべり安全率を求める。

渡辺・馬場の提案する方法は、各要素の局所安全係数とモービライズドプレーンから潜在すべり面を設定するが、分割法と同様にすべり円弧の中心と半径を変化させた複数のすべり円弧を仮定する方法も考えられる。国総研資料第 244 号「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」では、この方法を用いた計算例が示されている。

すべり線上の釣り合い関係を考える際、すべり線が通る要素を選択し、各要素において計算された応力値を用いて、すべり安全率 F_s を算定する。

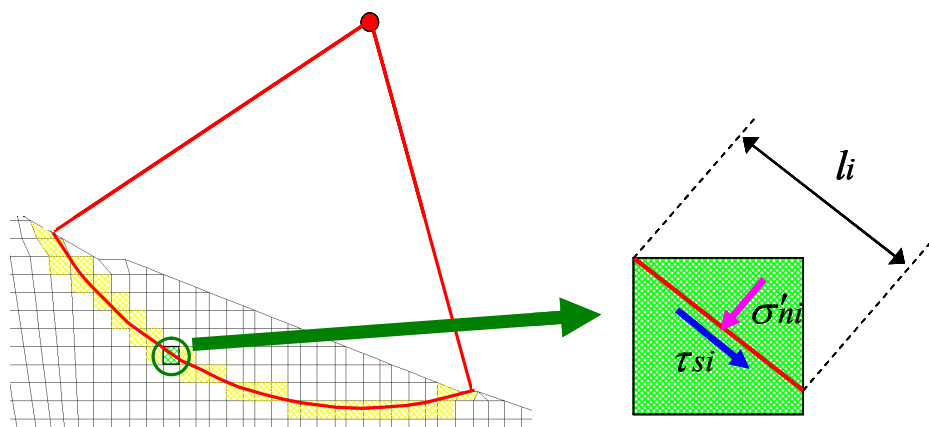


図-IV.3-24 すべり線上での釣り合い条件の考え方

すべり安全率 F_s は次式で求められる。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma'_{ni} \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^M \tau_{si} l_i}$$

M : すべり線が通過する要素の数、 l_i : 要素を通過するすべり線長さ

c_i 、 ϕ_i : 要素の強度定数（見かけの粘着力、せん断抵抗角）

σ'_{ni} : 要素におけるすべり面直交方向の有効応力（初期応力解析と動的解析の結果を合成）

τ_{si} : 要素におけるすべり面沿いのせん断応力（初期応力解析と動的解析の結果を合成）

なお、 $\sigma'_{ni} < 0$ の時は、抵抗力（ $= c_i + \sigma'_{ni} \tan \phi$ ）をゼロにする。

以上を、複数の想定円弧を対象に行う。

複数の想定円弧を対象にした結果から、安全率 F_s が 1.0 を下回る円弧が確認されない場合、想定地震動が作用してもすべり破壊が生じないと判断し、照査を終了する。

安全率 F_s が 1.0 を下回る円弧が確認された場合、円弧すべりによる土塊の滑動量を算定するため、塑性変形解析を実施する。

【参考】

渡辺・馬場の提案する手法における局所安全係数とモービライズドプレーンを用いて潜在すべり線を求める方法は、想定するすべり円弧を試行錯誤的に求めることなく、いくつかのすべり円弧を選定することが可能であり、有効な方法であると考えられる。

局所安全率 F_{sl} は、現時点での応力状態が、破壊に至るまでどの程度余裕があるかを示す指標であり、現時点の応力状態におけるモールの応力円の同心円がモール・クーロンの破壊規準に抵触する場合を基準にして、次式で定義される。

$$F_{sl} = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{2c \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

ここで、 τ_f 、 τ は図-IV.3-25 に示すとおりである。

円柱供試体を三軸圧縮試験する場合、モール・クーロンの破壊規準によると、軸方向応力作用面から $45^\circ \pm \phi/2$ の方向で破壊に至るせん断応力が作用することになる。このせん断面を、モービライズドプレーン（mobilized plane）と定義する。

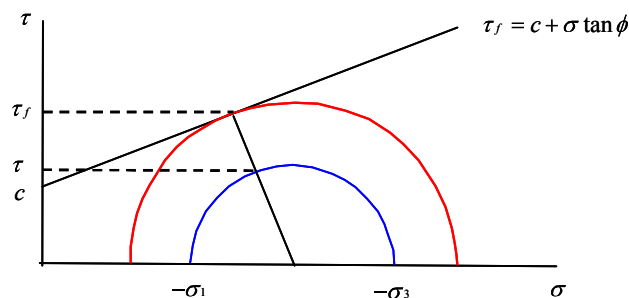


図-IV.3-25 局所安全率の概念

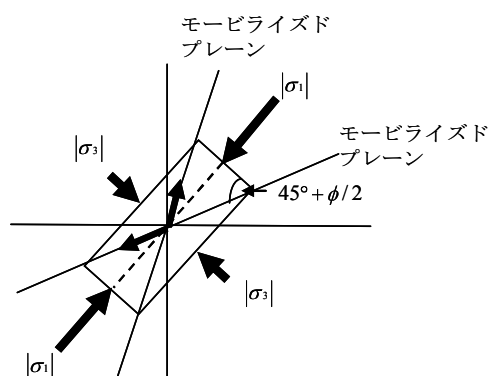


図-IV.3-26 モービライズドプレーン

二次元平面ひずみ状態でも、要素に作用する主応力の方向が分かれば、モービライズドプレーンの方向を算定することができる。

初期応力解析および地震応答解析の結果から、各要素における局所安全率とモービライズドプレーンの方向を算定し、局所安全率が 1.0 を下回る領域が連続して広がり、その領域内の要素におけるモービライズドプレーンの方向が円弧状の連続線として描かれる場合、その領域でマクロ的なすべり破壊が発生すると考え、その連続線を潜在すべり線と定義する。

以上により、有限要素解析の結果から、すべり破壊が発生する領域を選択的に選定することが可能となる。

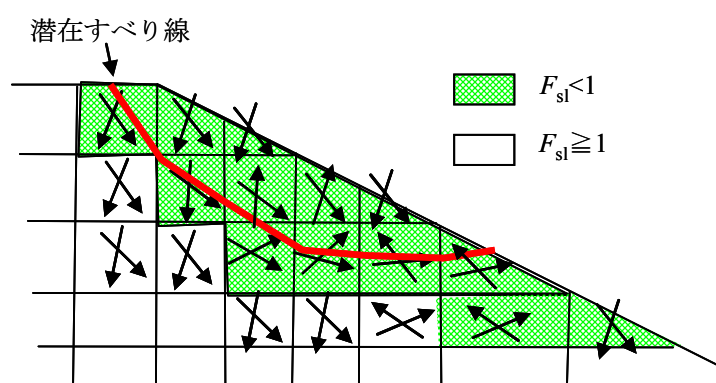


図-IV.3-27 局所安全率とモービライズドプレーンを用いた潜在すべり線の選定

【参考となる資料】

土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔フィルダム編〕

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

ダム技術 No.274：大規模地震に対するダム耐震性能照査について、2009.7

大ダム No.180：既設ダムの耐震性能評価法の現状と課題、2002.7

渡辺啓行：フィルダムの動的解析-I 動的解析の方法、大ダム No.87、1979

渡辺啓行 他：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察、大ダム No.97、1981

6. 塑性変形解析（照査Ⅱ）

すべり土塊の滑動変形量を算定する方法として、Newmark 法とすべりブロック法を組み合わせた算定手法や渡辺・馬場のすべり土塊変形量の算定方法がある。両者ともに、すべり土塊の等価瞬間震度を求め、安全率 F_s が 1.0 となる震度（降伏震度）を超過した場合にのみ、すべり土塊が滑動するとした手法であり、異なる点は、すべり安定解析手法を分割法により行うか、有限要素法から求まる応力値を用いるかである。

ここで扱う Newmark 法は、1998 年に、舘山らにより提案され、鉄道の分野の基準に反映されているものである。この手法は、Newmark が提案した直線すべりを想定した手法を円弧すべりに適用できるよう改良された手法である。従来から様々な分野で広く用いられてきた分割法を用いているため、実務における適用性が高く、鉄道以外の分野でも広く用いられるようになってきている。

また、電力土木分野では、渡辺・馬場の方法が 30 年以上前から適用されている。

従来から農業用ダムでは、堤体の安定性評価のために分割法による安定解析を実施しており、既設ダムの多くは、この手法により設計されたものと考えられる。そのため、耐震性能照査に当たっても、分割法を用いた Newmark 法を用いる場合が多いと考えられる。

ダム堤体の許容変形量については、具体的な数値を示すことは困難ではあるが、余盛やフリーボードを考慮し、1m の沈下までは許容するというのが一般的である。しかしながら、許容変形量は個々のダムの事情により異なることが想定されることから、各ダムにおいて堤体の許容変形量について検討を行うことが必要である。

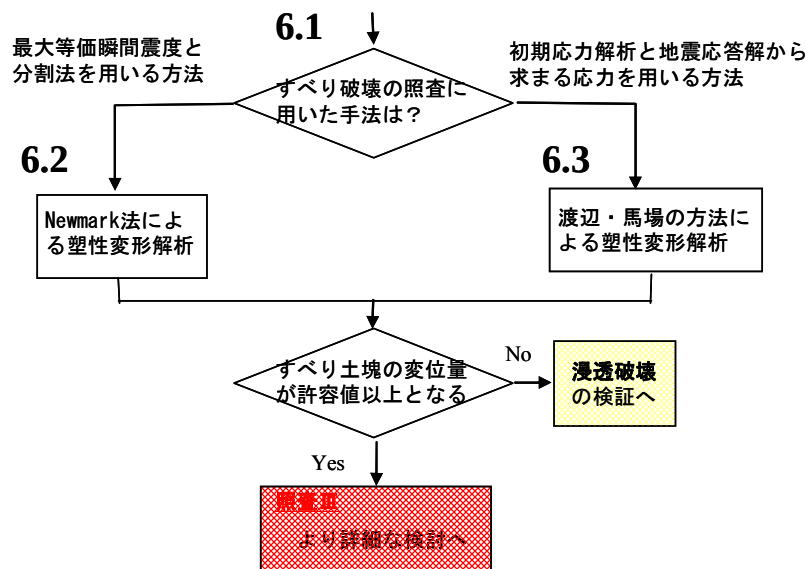


図-IV.3-28 すべり安定解析による耐震性能照査（照査Ⅱ）のための作業フロー

6.1 すべり破壊の照査に用いた手法の確認

Q：すべり破壊の照査に用いた解析手法は？

①最大等価瞬間震度と分割法を用いる方法

⇒Newmark 法による塑性変形解析を実施。6.2 へ

②初期応力解析と動的解析から求まる応力を用いる方法

⇒渡辺・馬場の方法による塑性変形解析を実施。6.3 へ

6.2 Newmark 法による塑性変形解析

—解析の実施と計算される変位量の評価—

Q：変位量は許容値未満か？

- ・変位量が許容値以上となる
⇒**詳細な検討**の実施（**照査Ⅲ**）
- ・変位量が許容値未満となる
⇒所要の耐震性能を満足すると評価し、「7. 浸透破壊に対する安全性の検討」へ

【解析に必要な材料データ】

- | | | |
|----------------------------------|---|------|
| ・密度： ρ | ← | 物理試験 |
| ・強度定数： c 、 ϕ | ← | 三軸試験 |
| ・残留強度定数： ϕ_{res}
(必要な場合) | ← | 三軸試験 |

【解説】

Newmark 法は、すべり土塊を剛体として考え、すべり面における応力ひずみの関係に完全剛塑性を仮定し、すべり土塊の滑動変形量を算定する手法である。本来の Newmark 法は直線すべりに対する運動方程式から滑動変位量を算定する方法であるが、Newmark 法をすべり面の円弧に適用させ、モーメントのつり合い式から回転変位量を算出する方法が提案されており、以降、この方法を Newmark 法と呼ぶ。

現実の土は振動に対して強い非線形性を示すため、Newmark 法は厳密な手法ではないが、入力パラメータの設定が円弧すべり計算法と同レベルで容易に計算できることから実用的な手法だと考えられている。

まず、円弧すべり面を仮定した簡便分割法に基づいて安定計算を行い、想定するすべり円弧の降伏震度を求める。

すべり安全率は、5.2 と同様に定義される。

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_H M_{RK}}{M_{DW} + k_H M_{DK}}$$

M_R ：抵抗モーメントの合計

M_{DW} ：自重による滑動モーメント $(= \Sigma x_g W)$

M_{DKH} ：地震慣性力による滑動モーメント $(= k_H \Sigma y_g W)$

M_{RW} ：自重による抵抗モーメント $(= r \Sigma (W - b \cdot u) \cos \alpha \cdot \tan \phi)$

M_{RC} ：粘着力による抵抗モーメント $(= r \Sigma c L)$

M_{RK} ：地震慣性力 1G が作用した場合の抵抗モーメント $(= r \Sigma W \sin \alpha \cdot \tan \phi)$

M_{DK} :地震慣性力 1G が作用した場合の滑動モーメント ($=\Sigma ygW$)

ϕ : 要素の強度定数 (せん断抵抗角)

c : 要素の強度定数 (見かけの粘着力)

ここで、想定したすべり円弧に対する土塊が、滑動する直前で釣り合っていると仮定すると、 $F_s=1$ となる。そこで、上式を変形すると k_H は次式で表される。

$$k_H = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}}$$

上式により算出される、等価瞬間震度 k_H を想定したすべり円弧に対する降伏震度 k_y とし、5.2 で得られる等価瞬間震度の時刻歴波形が、降伏震度を越えた場合に土塊が滑動するものとする。

等価瞬間震度 k_H が、想定したすべり円弧に対する降伏震度 k_y を越えた場合に土塊が滑動すると考えると、角運動量保存則により次式が成り立つ。

$$J\ddot{\theta} = (k_H - k_y)(M_{RK} + M_{DK})$$

J : 慣性モーメント

上式では、すべり土塊の回転加速度 $\ddot{\theta}$ が時間の関数によって表されるため、地震慣性力の作用後に初めて $k_H - k_y > 0$ (すべり安全率 $F_s < 1$) となる時刻を滑動開始点 ($t=0$) とし、初期条件 ($t=0$ で $\theta=\dot{\theta}=0$) を与えて回転速度 $\dot{\theta}$ がゼロに戻るまで数値積分すれば、回転角 θ の時刻歴を求めることができる。

Newmark 法では最初にすべり始めた後は、盛土のせん断強度としてピーク強度を使うのは過大評価となる。そこで、最初に等価瞬間震度が降伏震度を越えた後は、残留強度に対する強度定数 ϕ_{res} を用いて算定した降伏震度を設定し、等価瞬間震度がこれを超過した場合に、すべり土塊の移動が発生するといった処理も行われる。特に、ロック材のように顕著なひずみ軟化挙動を示す材料においては、この点に留意が必要である。

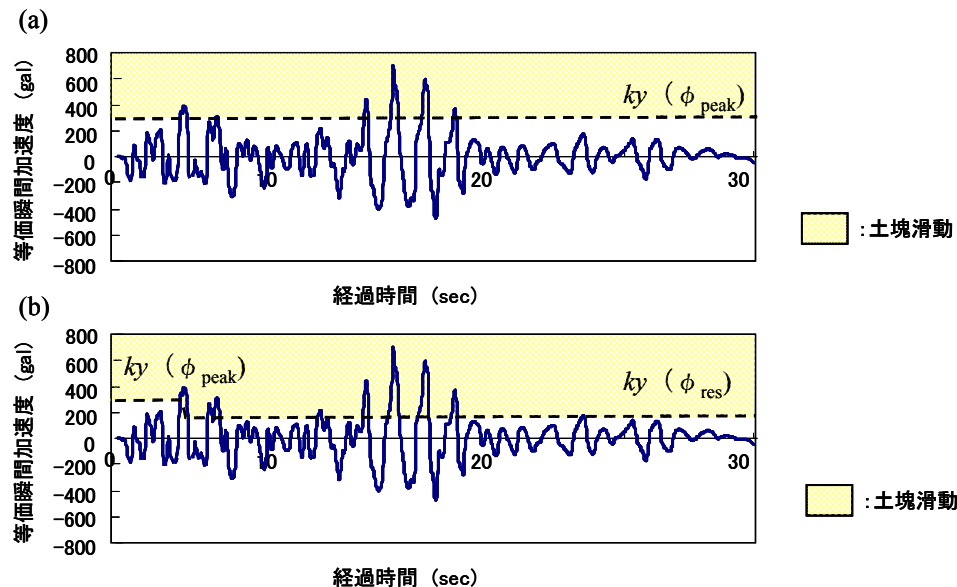


図-IV.3-29 等価瞬間加速度と降伏震度の関係
(a)ひずみ軟化を非考慮、(b)ひずみ軟化を考慮

線形加速度法により数値積分を行うと、逐次的に角速度、角度が以下の式で算出される。

$$\ddot{\theta} = (k_H - k_y)(M_{DK} + M_{RK})/J$$

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t$$

$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t\Delta t + \frac{1}{6}(2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t^2$$

ここで、 θ ：回転角 である。

滑動変位量は次式で算定する。

$$\delta = R \cdot \theta$$

ここで、 δ ：滑動変位量、 R ：円弧の半径、 θ ：回転角 である。

【参考となる資料】

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

ダム技術 No.274：大規模地震に対するダム耐震性能照査について、2009.7

大ダム No.180：既設ダムの耐震性能評価法の現状と課題、2002.7

鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999

6.3 渡辺・馬場の方法による塑性変形解析 —解析の実施と計算される変位量の評価—

Q：変位量は許容値未満か？

- ・変位量が許容値以上となる
⇒**詳細な検討**の実施（**照査Ⅲ**）
- ・変位量が許容値未満となる
⇒所要の耐震性能を満足すると評価し、「7. 浸透破壊に対する安全性の検討」へ

【解析に必要な材料データ】

- | | | |
|----------------------------------|---|------|
| ・密度： ρ | ← | 物理試験 |
| ・強度定数： c 、 ϕ | ← | 三軸試験 |
| ・残留強度定数： ϕ_{res}
(必要な場合) | ← | 三軸試験 |

【解説】

渡辺・馬場は、すべり土塊の変形量の算出方法としてすべり土塊の慣性力とすべり面上の抵抗モーメントがつり合う場合の震度を降伏震度と定義し、これを超える等価瞬間震度が土塊に作用した場合にすべり変位が生じるとして、すべり土塊の変位量を計算する手法を提案している。

等価瞬間震度と降伏震度を定義し、前者が後者を超えた場合にすべり土塊が変位するという考え方は、Newmark 法と同様であり、すべり安全率と降伏震度の算定方法が前出のNewmark法と異なると解釈できる。等価瞬間震度の算定方法は、9.2と同様である。

ここで、想定されるすべり線で規定されるすべり土塊に作用する力を考える。すべり土塊の重心点 G とすべり円弧の中心 O を結ぶ直線の距離を r とし、これが鉛直線となす角度を β 、水平方向、鉛直方向の等価瞬間震度を k_H 、 k_V 、等価瞬間震度の合震度 k が水平面となす角度を δ 、すべり円弧の中心 O から合震度 k の作用線までの垂線長を d とする。また、すべり線が通過する任意の有限要素 i の重心とすべり円弧の中心 O を結ぶ直線が鉛直線となす角度を α_i 、すべり線円弧の接線方向と法線方向応力をそれぞれ τ_i 、 σ'_m 、すべり線がこの要素を切り取る弧の弦長を l_i 、すべり円弧の半径を R とし、すべり土塊の質量を W とする。

想定するすべり円弧中心からのモーメントのつりあい式は次式で表される。

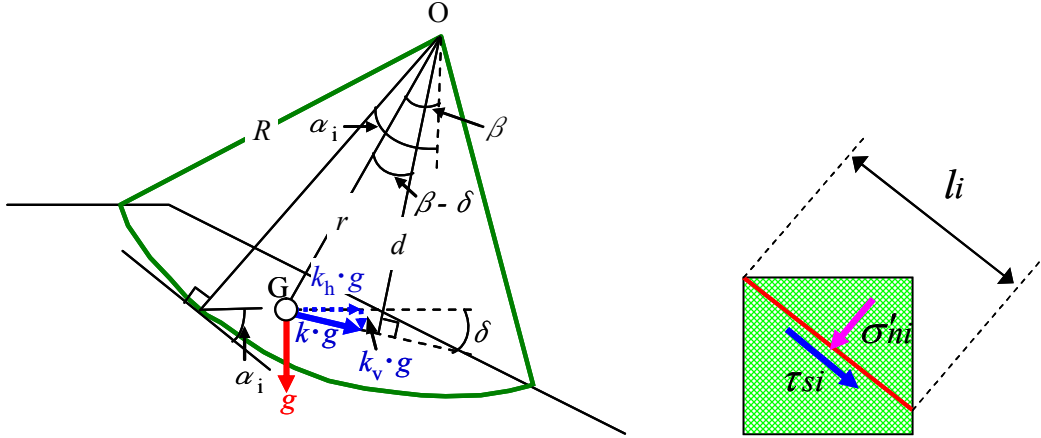


図-IV.3-30 すべり土塊に作用する力

$$\begin{aligned}
 & W \cdot k_H \cdot g \cdot r \cos \beta + W \cdot k_V \cdot g \cdot r \cdot \sin \beta + W \cdot g \cdot r \cdot \sin \beta \\
 & = \sum \{ (\tau_{li} \cos \alpha_i) R \cos \alpha_i \} - \sum \{ (\sigma_{li} \sin \alpha_i) R \cos \alpha_i \} \\
 & \quad + \sum \{ (\tau_{li} \sin \alpha_i) R \sin \alpha_i \} + \sum \{ (\sigma_{li} \cos \alpha_i) R \sin \alpha_i \} \\
 & = R \sum \tau_{li}
 \end{aligned}$$

また、水平方向、鉛直方向の等価瞬間震度 k_H 、 k_V と等価瞬間震度の合震度 k の関係は、次式で表される。

$$\begin{aligned}
 k_H &= k \cos \delta, \quad k_V = k \sin \delta \\
 d &= r \cos(\beta - \delta)
 \end{aligned}$$

つりあい式に上式を代入すると、次式が得られる。

$$W \cdot g \cdot (k \cdot d) + W \cdot g \cdot r \cdot \sin \beta = R \sum \tau_{li}$$

等価瞬間震度の合震度 k が降伏震度 k_R に達することは、すべり線上の作用合力 $\sum \tau_{li}$ が抵抗合力 $\sum \tau_{Ri} l_i$ に達することであるため、次式が成り立つ。

$$W \cdot g \cdot (k_R \cdot d) + W \cdot g \cdot r \cdot \sin \beta = R \sum \tau_{Ri} l_i$$

上式から、降伏震度 k_R は次式で表される。

$$k_R = \frac{R \sum \tau_{Ri} l_i - W \cdot g \cdot r \cdot \sin \beta}{W \cdot g \cdot d}$$

すべり土塊の水平変位量を考える場合、上下方向の応答を無視すると、水平降伏震度 k_{RH} は次式で表される。

$$k_{RH} = \frac{R \sum \tau_{Ri} l_i - W \cdot g \cdot r \cdot \sin \beta}{W \cdot g \cdot \gamma \cdot \cos \beta}$$

水平変位量 D_{Rh} は、すべり土塊に作用する等価瞬間震度の降伏震度に対する超過分を、時間に関して二階積分することで、次式により求められる。

$$D_{Rh} = \int_0^t \int_0^\tau (k_h - k_{Rh}) g d\tau dt$$

なお、時間の数値積分については、前出の Newmark 法同様に線形加速度法を用いる

か、Newmark の β 法などの数値積分手法を用いる。

【参考となる資料】

国土技術政策総合研究所資料 No.244：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005.3

ダム技術 No.274：大規模地震に対するダム耐震性能照査について、2009.7

大ダム No.180：既設ダムの耐震性能評価法の現状と課題、2002.7

渡辺啓行：フィルダムの動的解析-I 動的解析の方法、大ダム No.87、1979

渡辺啓行 他：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察、大ダム No.97、1981

7. 浸透破壊に対する安全性の検討

すべりが発生した場合、すべり線（せん断帯）に沿った集中的な浸透が生じ、浸透破壊が生じる危険性が想定される。この際の、作用力は浸透力、抵抗力はすべり線（せん断帯）でのせん断抵抗となる。

すべり線（せん断帯）に沿った浸透破壊の影響を評価するためには、すべり線（せん断帯）での透水係数や強度定数を求めることが必要となるが、その評価が困難なため、ここではダム形式とすべり線の位置により定性的な評価を行い、浸透破壊の検証を実施する。

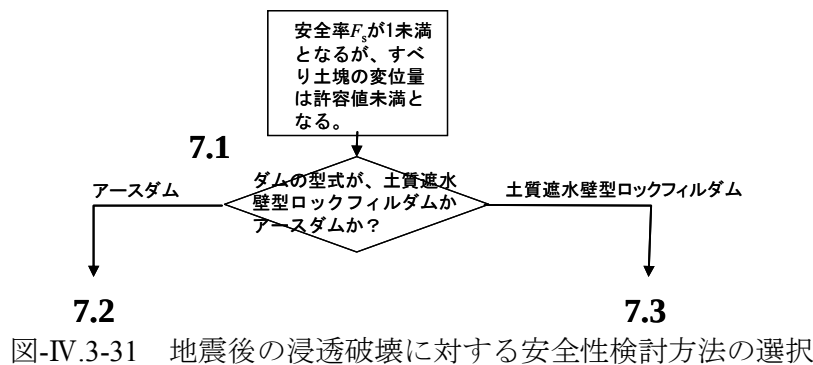


図-IV.3-31 地震後の浸透破壊に対する安全性検討方法の選択

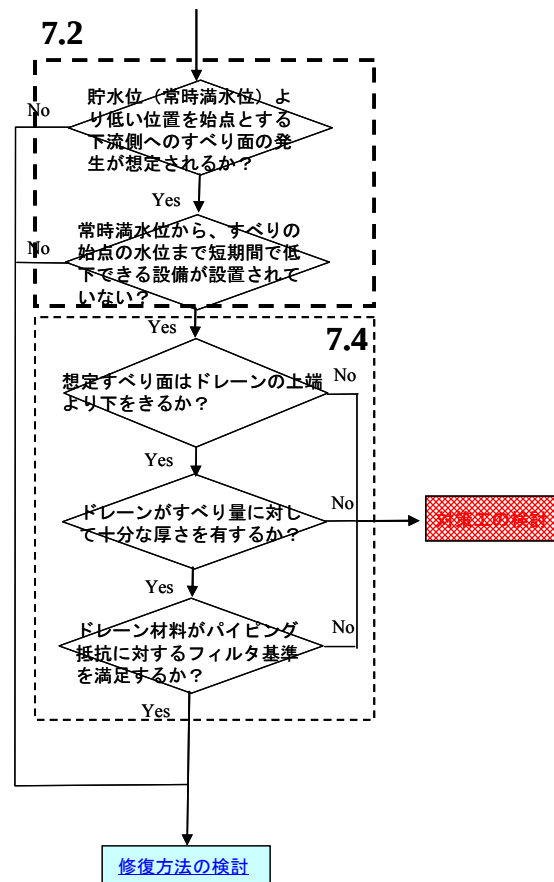


図-IV.3-32 アースダムにおける地震後の浸透破壊に対する安全性検討のための作業フロー

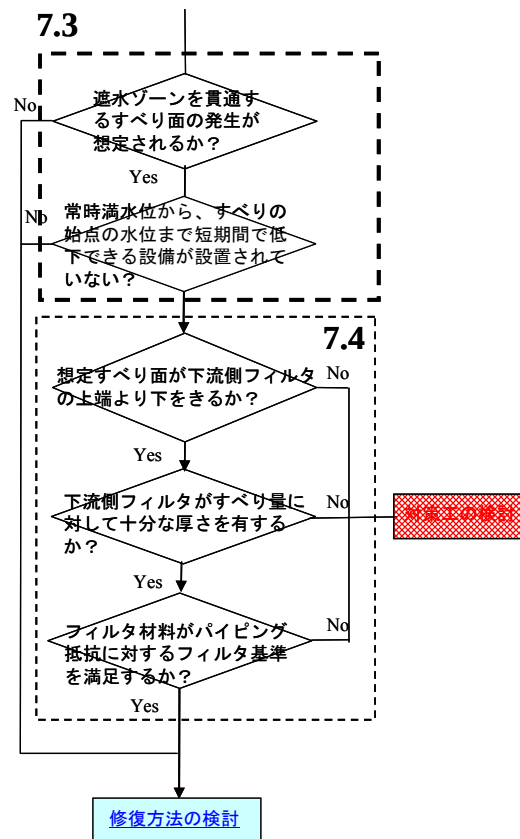


図-IV.3-33 土質遮水壁型ロックフィルダムにおける地震後の浸透破壊に対する安全性検討のための作業フロー

7.1 ダム型式の確認

Q：ダム型式はアースか土質遮水壁型ロックフィルか？

①アースダム ⇒7.2 へ

②土質遮水壁型ロックフィルダム ⇒7.3 へ

【解説】

フィルダムの耐震性能照査においてすべり変形が生じるおそれがある場合、すべり面の位置やすべり量を勘案して、地震後の貯水の浸透による浸透破壊が進行しないことをあわせて確認する必要がある。

指針（案）では浸透破壊が問題となる可能性があるのは、下流側へのすべりが想定される場合とされている。

このため、土質遮水壁型ロックフィルダムでは、遮水ゾーンを貫通するすべり面の発生が想定される場合、アースダムでは、貯水位より低い位置を始点とする下流側へのすべりが生じるおそれがある場合に浸透破壊に対する安全性の照査が必要となる。

両型式のダムともに、フィルタおよびドレーンによる浸透破壊の進行の抑制効果を検証することで、浸透破壊に対する安全性を照査することとなる。

7.2 アースダムにおける浸透破壊の検証 —遮水ゾーン内すべりの発生位置の確認—

Q：以下の確認項目に合致するか？

【確認項目】

- ①貯水位（常時満水位）より低い位置を始点とする下流側への遮水ゾーン内すべりの発生が想定されない。
- ②常時満水位から、遮水ゾーン内すべりの始点の水位まで短期間で水位を低下できる設備が設置されている。

- ・ 全て合致しない

⇒7.4 へ

- ・ どちらかが合致する

⇒浸透破壊が発生しないと評価し、[修復方法の検討](#)

【解説】

堤体全体が遮水材料で構築されていると考えられるアースダム（均一型）の場合、上流側斜面において、すべりの始点の発生位置を評価する。なお、短期間で水位を低下できる設備（貯水池水位低下用放流設備およびダム管理用放流設備）については、設置状況のみでなく、管理状況や地震発生時の緊急対応についての体制整備状況についても確認を行うことが望ましい。

7.3 土質遮水壁型ロックフィルダムにおける浸透破壊の検証

Q：以下の確認項目に合致するか？

【確認項目】

- ①遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべり面の発生が想定されない。
- ②常時満水位から、遮水ゾーン内すべりの始点の水位まで短期間で水位を低下できる設備が設置されている。

- ・ 全て合致しない

⇒7.4 へ

- ・ どちらかが合致する

⇒浸透破壊が発生しないと評価し、[修復方法の検討](#)

7.4 フィルタ（ドレーン）による浸透破壊抑制効果の検証

Q：以下の確認項目に合致するか？

【確認項目】

- ①想定すべり面が下流側フィルタまたはドレーンの上端より下を切る。
- ②下流側フィルタまたはドレーンがすべり量に対して十分な厚さを有する。
- ③フィルタまたはドレーン材料がパイピング抵抗に対するフィルタ基準を満足している。

どれかひとつでも合致しない

⇒想定されるすべりを発生させないための**対策工の検討**

全て合致する

⇒浸透破壊の進行が発生しないと評価し、**修復方法の検討**

【解説】

フィルタによる堤体の安定性と透水のための条件は、古くから知られており、昭和31年に農林省農地局により発刊された「土地改良事業計画設計基準 第3部 設計 第一篇 アースダム（改定案）」において、以下の式が示されている。

$F_{15}/B_{85} < 4$ （不透水性材料の流出防止のため）

$F_{15}/B_{85} > 4$ （フィルタ材料が十分な透水性を保つため）

ここで、 F_{15} ：フィルタの15%粒径

B_{85} ：不透水性材料の85%粒径

また、参考とすべき海外の諸基準が紹介されており、その層厚については、適切な材料の入手の困難さ、施工のしやすさ、局所的な沈下によってずれを生じてその機能を失う危険性を考慮し、1～1.5mを最小厚さとすることが安全だと記述されている。

また、昭和41年に改訂された設計基準では、フィルタの法則として、次の5点が挙げられている。

① $F_{15}/B_{15} > 5$ （ F はフィルタ、 B はベース、以下同様）

② $F_{15}/B_{85} < 5$

③ F と B の粒度曲線の形は、ほぼ平行でなければならない。

④ B にレキを含むときは、そのうち25mm以下の細粒子についてのみ考えればよい。

- ⑤ F には No.200 (0.074mm) 以下の粒子を 5%以上含んではいけないし、粘着性があってもいけない。

以上は、粘土質や粒度配合のよいベースに対しては、かなり安全すぎるほどの基準であるとされているが、フィルタの厚さについても、垂直または傾斜フィルタの最小幅は、2.4～3.0m、できれば 3.6～4.2m とすることが望ましいとされている。

以上の 5 点については、平成 15 年に改訂された設計基準においてもほぼ同様に記述されており、「フィルタ 5 則」と呼称されている。

また、平成 15 年改訂の設計基準や、国総研資料第 244 号「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」では、Sherard らが提案した以下のフィルタ基準も示されている。

表 IV.3-9 Sherard らが提案するフィルタ基準

グループ	細粒分含有率 A (%)	設計基準
①	85～100	$D_{15}/d_{85} \leq 9$
②	40～85	$D_{15} \leq 0.7 \text{ (mm)}$
③	0～15	$D_{15}/d_{85} \leq 4$
④	15～40	$D_{15} \leq 0.7 + (40 - A)(4 \times d_{85} - 0.7)/25$

これらを考え合わせると、昭和 31 年以降に建設されたダムにおいては、フィルタやドレーンは基本的には国総研資料第 244 号「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」に示されるフィルタ則を満足しており、1m 程度のすべり量に対しては浸透破壊に対する安全性が担保されるものと推定されるが、堤体材料の粒度分布や出来形図面等を確認し、浸透破壊に対する安全性を確認することが望ましい。

浸透破壊に対する安全性が確認された場合、すべり破壊に対する修復方法の検討を実施する。なお、実際の修復作業においては、すべりがフィルタに及ぼした影響を評価し、フィルタが適切に機能するよう検討する必要がある。

堤体材料の粒度分布等が不明な場合、すべり量に対してドレーンや下流側フィルタが十分な厚さを有しない場合、想定すべり面がドレーンや下流側フィルタの上部を切る場合については、遮水材料の非侵食試験を実施することが望ましいと考えられるが、非侵食試験は試験方法についての基準が存在しないこと、既設堤体において材料を採取し試験を実施することが困難なことから、そのようなすべりが発生しないための対策を検討することが現実的だと考えられる。

国総研資料第 244 号「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」においても、上記の場合には、浸透破壊試験や、非侵食試験を実施し検証するが、試験方法についての基準が存在しないため、実施や、結果の評価については専門家の指導を受けることが望ましいとされている。既設の国営造成農業用ダムにおいて、これら試験の実施が可能であり、検討の結果、実施の必要性が高いと判断される場合には、これら試験を実施することも想定されるが、その際は、専門家の指導を受け実施する必要があると考えられる。

【参考】非侵食試験および浸透破壊試験（H15 改訂「設計基準」より引用）

(1) 非侵食試験（NEF 試験）

図-IV.3-34 に試験機の例を示す。試験では遮水性材料の中央にあらかじめ亀裂（ピンホール）を開けておき、上部から 413kPa の高压水を送り込み、遮水性材料下層のフィルタを通過した排出水の透水量の測定、排出水の濁度、遮水性材料の亀裂周辺の侵食状況を観察する。この試験は、遮水ゾーンに亀裂が発生し、下流のフィルタに向かって集中浸透が発達するという最も厳しい条件を模擬した試験である。この試験は比較的単純で経済的に行うことができる上、結果の解釈が容易である。

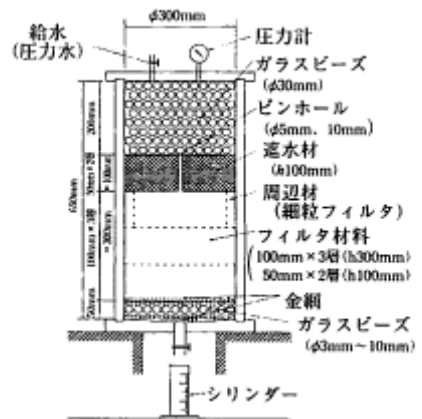


図-IV.3-34 非侵食試験装置

(2) 段階圧短期透水試験（パイピング試験）

試験装置は、図-IV.3-35 に示すとおりであり、空気圧により段階的に動水勾配を载荷する。なお、配管内の水頭損失を考慮し、極力供試体近傍で圧力を測定して、動水勾配を求める。

また、1 段階は 1 日 24 時間継続を原則とし、浸透水の流量とともに濁度を測定する。

パイピング（遮水性材料の移動）の発生については、透水係数・濁度の急激な増加をもとに判定する。

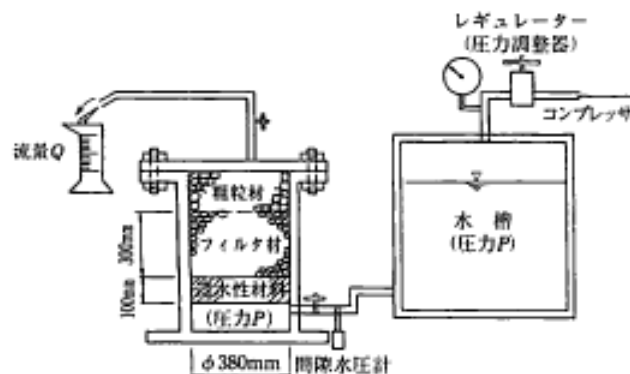


図-IV.3-35 パイピング試験装置

(3) ダーティー・ウォーター試験 (DW 試験)

DW 試験装置の構成を図-IV.3-36 に示す。この試験は内径 150mm の円筒容器の底に敷いた金網（網目 0.250mm あるいは 0.105mm）の上に置かれたフィルタ材料に対して、保護すべき材料であるベース材料と水を混合・攪拌して作製したスラリーを分散器に通して投入し、フィルタ材料を通過した水の濁り、流出量等を観察、測定するものである。基本的には、フィルタを通過して排出された水が清浄で、フィルタの内部や表面にスラリーの膜が形成され排出流速が徐々に減少していくような場合、フィルタを有効と判定する。逆にフィルタを通過したスラリーの濃度が原液とほとんど変わらない場合、フィルタを非有効と判定する。

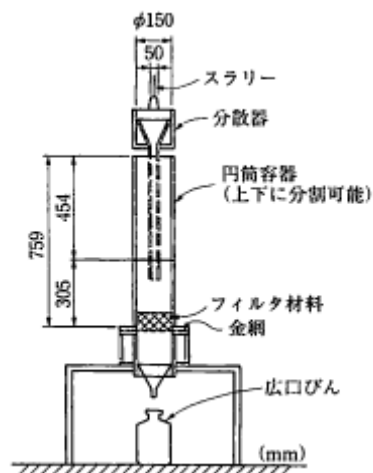


図-IV.3-36 DW 試験装置

IV.4 国営造成農業用重力式コンクリートダムの耐震性能照査

本章では、国営造成農業用重力式コンクリートダム耐震性能照査の手順等について具体的な解説を行う。

本章の構成は、図-IV.4-1 中の番号に対応したものとなっている。なお、国営造成農業用重力式コンクリートダムの耐震性能照査全体に関係する堤体材料等に関するデータ収集については、「1. 堤体材料等に関するデータ収集」で解説する。

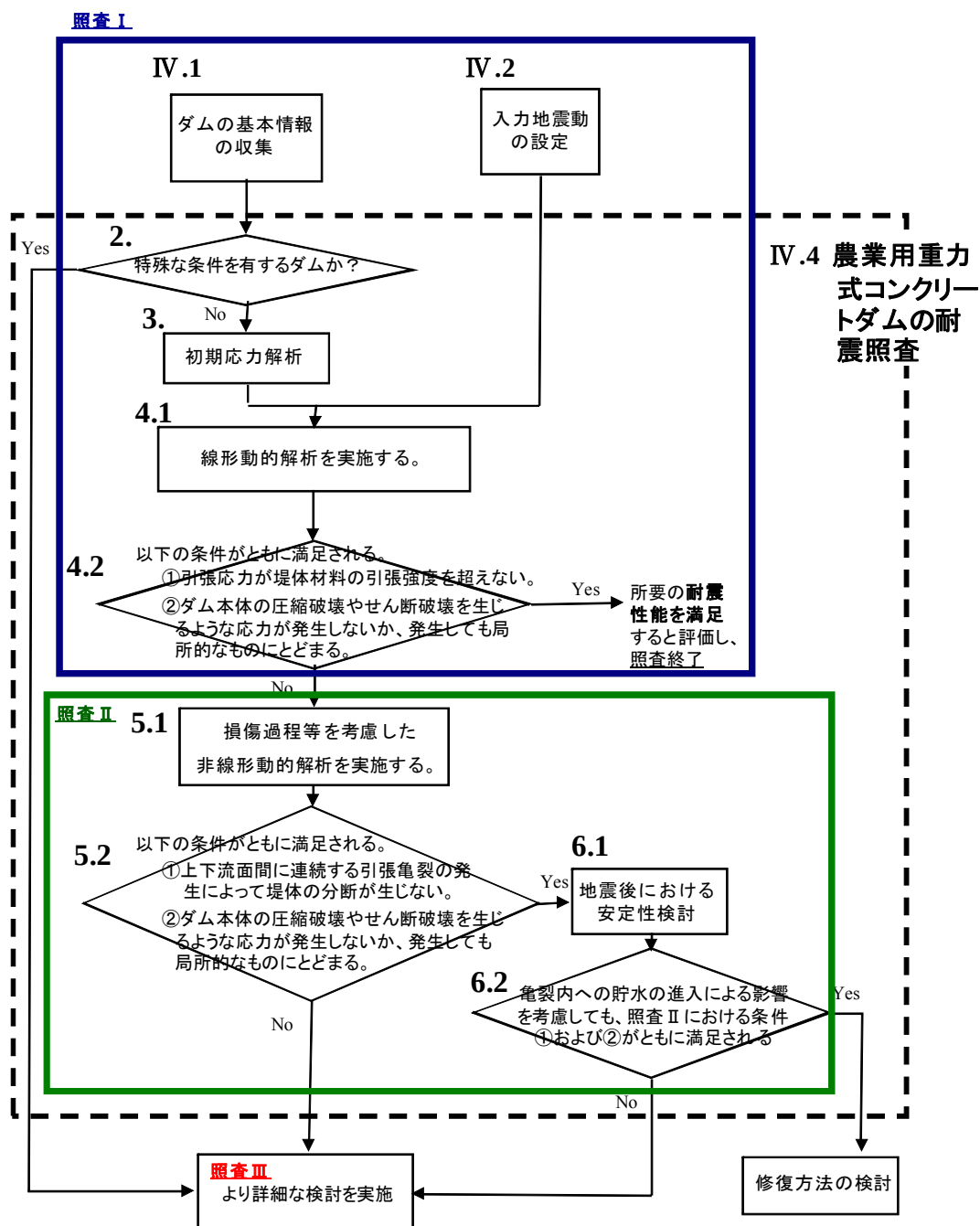


図-IV.4-1 国営造成農業用重力式コンクリートダム耐震性能照査の作業フロー

1. 堤体材料等に関するデータ収集

◇IV.1 で収集した資料から、各手順において必要となる材料物性に関するデータを整理する。

表 IV.6 各手順において、必要となる材料データ (1/3)

照査手順		必要となるデータ	データの設定方法
3.及び 4.1 初期応力 及び 線形動的 解析	堤体	単位体積質量	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。
		弾性定数 E 、 ν	既設ダムにおけるデータは無いと考えられるため、ダム堤体からコアサンプルを採取し、試験を行うことが望ましい。試験の実施が困難な場合、既存の文献値等を調査し、活用する。
	基礎地盤	単位体積質量	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
		弾性定数 E 、 ν	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
4.2 堤体損傷 の評価	堤体	圧縮強度 引張強度	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。 引張強度については、圧縮強度から算出することもできる。
	基礎地盤	せん断強度 内部摩擦係数	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。

表 IV.6 各手順において、必要となる材料データ (2/3)

5.1 非線形 動的解析	堤体	単位体積質量	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。
		弾性定数 E 、 ν	既設ダムにおけるデータは無いと考えられるため、ダム堤体からコアサンプルを採取し、試験を行うことが望ましい。試験の実施が困難な場合、既存の文献値等を調査し、活用する。
		引張軟化特性に関する定数 (引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化式)	既設農業用ダムにおけるデータは無いと考えられるため、ダム堤体からコアサンプルを採取し、試験を行うことが望ましい。試験の実施が困難な場合、既存の文献値等を調査し、活用する。
	基礎地盤	単位体積質量	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
		弾性定数 E 、 ν	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
5.2 堤体損傷 の範囲・程度 の評価	堤体	圧縮強度	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
	基礎地盤	せん断強度 内部摩擦係数	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。

表 IV.6 各手順において、必要となる材料データ (3/3)

6.1 地震後における安定性評価	堤体	圧縮強度	建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。
	基礎地盤	せん断強度 内部摩擦係数	設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。

【解説】

IV.1 で収集した資料から、堤体材料物性に関するデータを整理する。

重力式コンクリートダム本体の照査解析においては、堤体コンクリートの単位体積質量、弾性係数、ポアソン比、基礎地盤の単位体積質量、弾性係数、ポアソン比の設定が必要になる。また、堤体コンクリートの引張損傷を考慮する際には、引張軟化特性に関する定数（引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化式）の設定が必要になる。いずれの材料においても、調査・設計時および施工管理時の資料をもとに、実際の材料物性値に基づいて設定する必要がある。

一般にコンクリートダムにおいては圧縮強度が設計時の指標となっていることから、設計時に引張強度に関するデータが得られていない場合が多い。特に、引張軟化に関わる定数はほとんど得られていない。そこで、照査解析に当たっては、既に得られているコンクリート材料物性を基に、材料物性の特性を勘案して、適宜推定し、解析に用いることが考えられる。

引張軟化に関わる係数を求める実験方法は既に提案されているが、比較的新しい実験方法であることから、必ず専門家の指導の下で適切に実施すること。

なお建設時の設計値等が不明なものについては、既往の文献や、他の事例を参考にするとし、データ整理を行う。

堤体および基礎の材料物性に関する調査に当たっては、①建設時の品質管理試験値、②設計値、③新たに実施する堤体および基礎の材料を用いた試験値（必ずしも原位置での不攪乱資料である必要はない）、④文献値や他ダムでの事例、の順番でデータの検討を行うこと。なお、建設時の資料については、最終段階での資料であることを確認することが重要である。

【留意事項】

ここでは、実務において標準的と考えられる設定方法を記載しており、ここで記載した以外の方法でデータを設定することも可能である。また、学会等で発表されている多数の文献があるため、必要となる材料特性の設定に当たっては十分な文献調査を実施することが望ましい。

データの設定に当たっては、厳密には、基礎および堤体からサンプリングを実施し、詳細なデータの検討を行うことが望ましいが、既設堤体からサンプリングを行うことが困難な場合には、新設ダムを対象として実施された既存の試験例を文献等から収集し、活用することが実務においては現実的であると考え。しかしながら、文献から得られたデータは照査対象のダムの材料によるものではないため、これらを用いて計算される解析結果は絶対的なものではないことを十分に理解し、解析結果の妥当性を検証することが重要である。

検証に当たっては、現在までに耐震性能照査を実施した農業用ダムでの事例や、専門家の意見等を参考に、総合的な判断を行うことが望ましい。

2. 特殊な条件の重力式コンクリートダムか否かの判定

Q：堤体および基礎地盤が以下の要件に該当するか？

特殊なダムの判定要件

- ①基礎地盤が特殊な地質構造を有する。
- ②特殊な地山形状を有する。

- ・上記の要件に該当する、特殊な条件の重力式コンクリートダムと判定
⇒ より詳細な検討（照査Ⅲ） へ
- ・上記の要件には合致しない、通常の重力式コンクリートダムと判定
⇒ 3. へ

【解説】

照査対象となるダムが、上記の要件に該当する場合、本マニュアルで解説する通常の耐震性能照査法（照査ⅠおよびⅡ）では、十分な耐震性能照査が困難な場合が想定される。

このため、上記の要件に該当する重力式コンクリートダムは、特殊な重力式コンクリートダムと判定し、個別に適切な耐震性能照査方法を検討し、耐震性能照査を実施する。

また、築造年代の古いダムには、地質、堤体材料等に関する資料が適切に保管されていないものも多くあると思われる。それらのダムについては、地質、堤体材料に関する調査等を実施するなどし、特殊な条件のダムであるかを確認する必要がある。

【留意事項】

上記要件の他にも個々のダムにおいて築造時に課題となった特殊な条件がある場合には、それらの条件がダム堤体の地震時における安全性に及ぼす影響を検討し、このマニュアルで解説を行う通常の耐震性能照査（照査ⅠおよびⅡ）で照査が困難だと判断される場合は、特殊な条件のダムと判定し、より詳細な検討（照査Ⅲ）を実施する。

3. 初期応力解析

◇初期応力解析を実施する ⇒ 4.

【解析に必要な材料データ】

◇堤体

- ・弾性定数： E_c 、 ν_c
- ・密度： ρ

◇基礎地盤

- ・弾性定数： E 、 ν
- ・密度： ρ

【注意すべき確認事項】

考慮する荷重条件

【解説】

地震応答解析を実施する前段として、地震発生前の堤体および基礎地盤内での応力分布状況を評価する必要がある。初期応力解析の結果を踏まえ、地震時における堤体の振動挙動を算定するための地震応答解析を実施し、地震時の堤体内での応力分布を評価することとなる。

ただし、コンクリートは土質材料と異なり弾性的材料であり拘束圧の依存性も少ない。このため、初期応力解析を別途実施せずに、動的解析の際に以下に示す荷重のうち必要だと判断されるものを負荷した条件で解析することができる。

地震発生前（通常時）にダム堤体に作用すると考えられる荷重を図-IV.4-2 に示す。

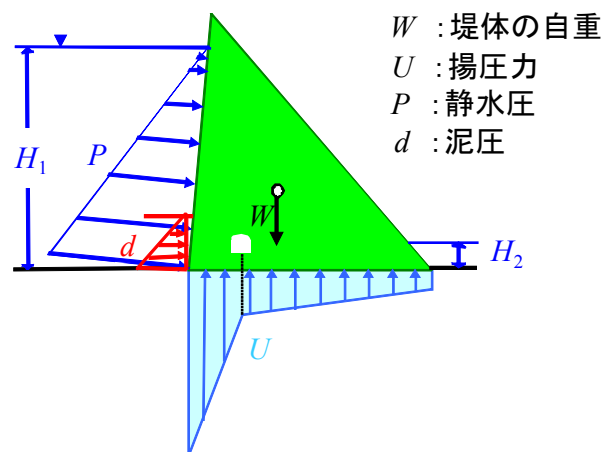


図-IV.4-2 重力式コンクリートダム（基礎排水孔あり）に作用する荷重

各荷重は以下のように設定する。

①堤体の自重 (w)

堤体の自重は、堤体の材料及び堤体付属物の単位体積質量から計算される。

②貯留水による静水圧の力 (p)

照査を実施する際に考慮する貯水位は、常時満水位を基本とする。

貯水によって作用する荷重を考慮するためには、上流法面に水圧に相当する荷重を作用させた条件での解析を行う方法と、貯水を有限要素としてモデル化する方法が考えられるが、実務的には前者の方法を取ることが多い。

貯留水による静水圧の力は、堤体と貯流水との接触面に対して垂直に作用するものとし、次に掲げる式により求める。

$$p = w_0 h$$

p : 貯留水による静水圧の力 (単位 kN/m^2)

w_0 : 水の単位体積質量 (単位 kN/m^3)

h : 堤体と貯留水との接触面から静水圧を求めようとする点までの水深 (単位 m)

③貯水池に堆積する泥土による力 (d)

貯水池に堆積する泥土による力は、堤体と貯水池に堆積する泥土との接触面において鉛直方向及び水平方向に作用するものとする。鉛直方向に作用する力は堆積する泥土の水中における単位体積質量をもとに求める。水平方向に作用する力は次式により求める。

$$p_e = C_e w_i d$$

p_e : 泥土による水平力 (単位 kN/m^2)

C_e : 泥圧係数 (適切な工学試験の結果又は類似のダム of の構造計算に用いられた値をもとに定める。)

w_i : 堆積する泥土の水中における単位体積質量 (単位 kN/m^3)

d : 堤体と堆積する泥土との接触面から泥土による水平力を求めようとする点までの深さ (単位 m)

④貯留水による揚圧力及び間隙水圧 (u)

重力式コンクリートダムの底面に作用する揚圧力は、堤体と基礎地盤との接触面に垂直な荷重として作用するものとする。

揚圧力を軽減するために基礎排水孔を設置するダムの揚圧力分布は、水平断面の下流端及び上流端では、下流側及び上流側水圧に等しく、基礎排水孔の位置では上流側と下流側水圧の差の 1/5 以上を下流側水圧に加えた値とし、これら 3 点の間は直線的に変化するものとする。ただし、基礎排水孔の位置での観測値が得られている場合は、それを活用する。

また、基礎排水孔のないダムの揚圧力分布は、下流端では下流側水圧に等しく、上流端では上流側水圧と下流側水圧の差の 1/3 以上の値に下流側水圧を加えた値とし、この 2 点の間は直線的に変化するものとする。

なお揚圧力は、地震、波浪及び貯水池水位の短時間の変化を考慮せずに算定する。

表-IV.4-2 貯留水による揚圧力

		断面上の位置				
		(1)	(2)			(3)
		上流端	上流端と下流端との間			下流端
断面の区分	基礎排水孔の効果が及ぶ断面	上流側水圧の値	(イ)	(ロ)	(ハ)	下流側水圧の値
			上流端と排水孔との間	排水孔	排水孔と下流端との間	
			(1)欄と(2)の(ロ)欄の値とを直線的に変化させた値	(1)欄と(3)欄の値との差の5分の1以上の値に(3)欄の値を加えた値	(2)の(ロ)欄と(3)欄の値とを直線的に変化させた値	
断面の区分	基礎排水孔の効果が及ばない断面又は排水孔の無いダムの断面	上流側水圧と下流側水圧との差の3分の1以上の値に下流側水圧を加えた値	(1)欄と(3)欄の値とを直線的に変化させた値			下流側水圧の値

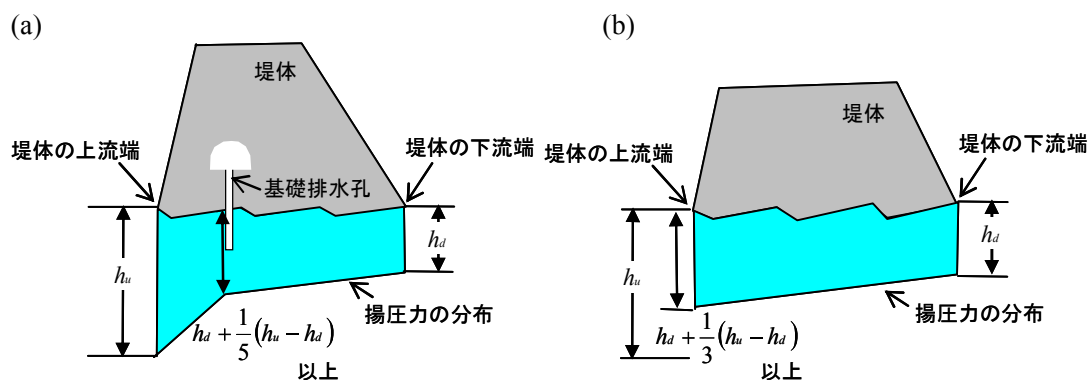


図-IV.4-3 揚圧力の分布

(a)基礎排水孔の効果の及ぶ断面、 (b)基礎排水孔の効果の及ばない断面、
または排水孔のないダムの断面

⑤氷圧

極寒地で、貯水池の対岸距離が短く、大きな氷圧の発生が予想される場合には、ダムの氷圧を適宜考慮する。

⑥温度荷重

重力式コンクリートダムにおいては、温度荷重による応力は小さいため考慮しなくてもよいとされているが、必要に応じ適宜温度荷重を考慮する。

これら荷重のうち考慮する必要があると判断される荷重を適宜作用させ数値解析を実施する。

なお解析に当たっては、動的解析に用いる有限要素メッシュと同じものを用いればよい。また、堤体コンクリートおよび地盤は線形弾性材料としてよい。また、初期応力解析は静的解析であるため、解析に用いる材料データは静的条件でのものを使用する。

4. 線形動的解析による堤体損傷の有無の評価

4.1 線形動的解析

◇線形動的解析を実施する ⇒ 4.2 へ

【解析に必要な材料データ】

◇堤体

- ・弾性定数： E_c 、 ν_c
- ・密度： ρ

◇基礎地盤

- ・弾性定数： E 、 ν
- ・密度： ρ

【注意すべき確認事項】

(4)解析対象ダムモデル化 参照

【解説】

従来の震度法による耐震設計では、地震時に堤体に作用する地震慣性力を、堤体に水平に作用する静的な荷重として考慮している。一方、本マニュアルで示す照査方法では、堤体に作用する地震慣性力を、想定した地震動に対する堤体の地震応答を数値解析により算定することで考慮する。同様に、図-II.5に示す堤体に作用する荷重のうち、「地震時における貯留水による動水圧の力」も数値解析において算定することとなる。このため、想定地震動に対する堤体の地震応答を算定するために動的解析（地震時応答解析）を実施する。なお、従来の設計法と同様に「地震時における堆積した泥土により作用する泥圧」や「地震時における揚圧力変化」は考慮しない。

コンクリート材料は、微小ひずみの範囲では非線形性の影響は小さく、線形体として取り扱える。また、ひずみが大きい場合も、圧縮応力に対しては弾性挙動を示すと考えてもよい。しかしながら、局部的に大きな引張応力が発生する場合には非線形性の考慮が必要なため、局部的な大きな引張応力が発生するかを確認するために、まず線形動的解析を実施する。

重力式コンクリートダムの動的解析においては、ダムの上下流方向横断面をもとに2次元でモデル化することが多い。実際には、重力式コンクリートダムでも横継ぎ目のキーで隣同士のブロック間でせん断力が一部伝達するように施工されていることや、狭い谷形状では兩岸アバットメントの拘束により3次元的な振動形状が生じ、その影響が堤体の安全性に大きく影響するものと考えられる場合や、堤体天端に設置されている構造物（付帯施設）の安全性評価を実施する際など、天端での3次元的な応答が必要となる場合には、3次元解析が必要となる。しかしながら、通常は、堤体自身の安全性評価が目的であること、膨大な計算量を必要とする3次元解析は実務的には現実的ではないことから、地震時に最も厳しい条件になると想定される最大断面等を対象に、2次元断面で解析を行えばよい。

なお、3次元解析が必要だと判断される場合は、専門家等の指導の下で詳細な検討を実施することが望ましい。

(1) 堤体（コンクリート）の弾性係数

①ヤング係数 E_c

コンクリートのヤング係数を求める試験方法は JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験法」に準拠する。

試験の実施が困難な場合、コンクリートの圧縮強度の設計基準強度 F'_{ck} より、表-IV.4-3 に示す一般コンクリートでのヤング係数（静弾性係数）をもとに設定することも可能である。

なお、繰り返し荷重を受ける場合には初期弾性係数（もしくは動弾性係数 E_d ）に近い値を示すことから、10%程度割り増した値を用いるとよい（2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編：本編]p.44）。試験によりコンクリートの動弾性係数を求める方法は JIS A1127「共鳴振動によるコンクリートの動弾性係数、動せん断弾性係数及び動ポアソン比試験方法」に規定されていることから、試験を実施する際には参照する。

表-IV.4-3 コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート	13	15	16	19	-	-	-	-

②ポアソン比 ν_c (2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編：本編]p.44)

コンクリートのポアソン比は、弾性範囲内では一般に 0.2 としてよい。

【参考】

◇載荷速度と弾性係数の関係

a)動的解析と耐震設計 [第 3 巻] エネルギー施設

畑野ら^{*)}の結果より、動的弾性係数とポアソン比の振動数依存性を以下のように示している。

- 1)動的弾性係数 E_d は、同じ振動数では荷重レベルが高いほど大きい。
- 2)同じ荷重レベルでは、 E_d は振動数が高いほど大きい。
- 3)実験の範囲内では、 E_d は $2 \times 10^5 \sim 3 \times 10^5$ kgf/cm² ($2 \times 10^4 \sim 3 \times 10^4$ MPa) である。
- 4)動的ポアソン比 ν_d は、荷重レベルが大きいほど大きい。
- 5) ν_d は、振動数に依存しない。
- 6)実験の範囲内では、 ν_d は 0.15～0.22 である。

b)大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料 (国総研資料 第 244 号)

永山ら^{**)}の結果より、割裂引張試験における載荷速度と弾性係数の関係、直接引張強度試験における載荷速度と弾性係数の関係を示している。

両試験の結果より、載荷速度の増加によって弾性係数が増加する傾向はほとんど認められず、弾性係数は載荷速度によらずほぼ一定であることが示されている。

^{*)}畑野ら：コンクリートの動的粘弾性定数並びにポアソン比について、土木学会論文集、184 号、pp.105-112、1971

^{**)}永山ら：載荷速度がコンクリートの引張強度に及ぼす影響、ダム技術、No.148、1999 年 1 月

【参考となる資料】

土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書 設計編、2007

土木学会：動的解析と耐震設計 [第3巻] エネルギー施設、1989

国土交通省 国土技術政策総合研究所：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

(2) ダム基礎（岩盤）の弾性係数

ダム基礎の弾性係数 E については、現位置変形試験の結果から算定する。

ポアソン比は、岩盤によって異なるが、一般的に硬質岩盤では 0.2、軟質岩盤では 0.3 とすることが多い。

なお、変形試験結果は一般に比較的浅い部分の基礎地盤の変形性を反映したものである。そのため、深部の基礎地盤の弾性係数を詳細に検討する場合には、弾性波探査の結果から弾性係数を設定することが望ましい。

岩盤は非弾性的な挙動を示すことが知られているが、地震時におけるひずみの発生量の程度は小さいと考えられること、非弾性的性質を示す力学的諸係数を合理的に決めうる段階に至っていないことなどから、工学的基盤相当 ($V_s=500\text{m/s}$) 以上の基礎については、弾性体として取り扱うことが現実的である。なお、岩盤の物性は節理やシーム、割れ目などのため不明な点が多いものの、動的弾性係数の目安として、弾性波速度測定から得られる値の 1/2 程度、静的変形試験から得られる値の 2 倍程度が目安とされる。

表-IV.4-4 各岩盤等級から予想される物理定数の範囲

岩盤 等級	岩盤の変 形係数 (kgf/cm ²)	岩盤の 静弾性 係数 (kgf/cm ²)	岩盤の 粘着力 (kgf/cm ²)	岩盤の 内部摩 擦力 (°)	岩盤の 弾性波 速度 (km/sec)	ロック テスト ハンマ ー反発 度	孔内載荷試験による		引き抜 き試験 による せん断 強度 (kgf/cm ²)
							変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾 性係数 (kgf/cm ²)	
A~B	50000 以上	80000 以上	40 以上	55~65	3.7 以上	36 以上	50000 以上	100000 以上	20 以上
C _H	50000 ~20000	80000 ~40000	40~20	40~55	3.7~3	36~27	60000 ~15000	150000 ~60000	
C _M	20000 ~5000	40000 ~15000	20~10	30~45	3~1.5	27~15	20000 ~3000	60000 ~10000	20~10
C _L	5000 以下	15000 以下	10 以下	15~38	1.5 以下	15 以下	6000 以下	15000 以下	10~5
D									5 以下

表-IV.4-5 各種岩盤の動的割線弾性係数と静的割線弾性係数の比較

基礎岩盤の種類	静的弾性係数 E_s (10^3 kN/m ²)	動的割線弾性係数 E_d (10^3 kN/m ²)	動的弾性係数 E_v (10^3 kN/m ²)	E_d/E_s	E_v/E_s	E_v/E_d
礫岩	3600.2~4306.5	6415.7~7995.1	31421	1.8	7.9	4.4
頁岩・砂岩の互層	412.0~568.9	362.9~470.8	6543	0.9	13.3	15.5
砂岩	490.5~1618.6	1471.5~2256.3	14224	1.8	13.4	7.6
アプライト	294.3~981.0	1226.2~1863.9	13096	2.4	20.5	8.5
		1196.8~1569.6	15352	2.2	24.1	11.1
泥岩・砂岩の互層	814.2~843.6	804.4~4826.5	4826	3.4	5.9	1.7
	1304.7~1716.7	1746.1~7553.7	6013	3.1	4.0	1.3
	1216.4~1952.1	1962.0~8819.1	7004	3.4	4.4	1.3
斑レイ岩	1010.4	2001.2~2207.2	-	2.1	-	-
輝緑岩	892.7	1618.6~2158.2	54936	2.1	61.5	29.0
細粒結晶質閃緑岩	2472.1	3296.1~3433.5	42575	1.4	17.2	12.7
凝灰岩	9810~15696	22563~24525	42183	1.8	3.3	1.8
	9810	11772~12753	43654	1.3	4.5	3.6
	2943~3433	4905~5886	40711	1.7	12.8	7.5
	1765~2354	26487~28449	29920	1.3	1.5	1.1
粘板岩	14715~24525	2158.2~2354.4	37768	1.2	1.9	1.6
	8829	10791~12262	43654	1.3	4.9	3.8
細粒結晶質閃緑岩	1805.0	2158.2~2354.4	-	1.3	-	-
	1255.6	1226.2~1667.7	-	1.5	-	-
花崗岩(CL)	196.2~882.9	686.7~1863.9	21189	2.4	39.3	16.6
花崗岩(CM)	490.5~2452.5	1765.8~5591.7	25211~25407	2.5	17.2	6.9
花崗岩(CH)	2844.9~4905.0	2354.4~7848.0	21385~23936	1.3	5.8	4.4
備考	$\sigma = 0 \sim 490.5$ kN/m ²	$\sigma = 490. \pm (196.2 \sim 294.3)$ kN/m ²				

①平板載荷試験

平板載荷試験は、試掘横坑内で行われる原位置変形試験として最も一般的な試験法である。試験装置の概要を図-IV.4-4 に示す。図-IV.4-4 に示すように、横坑の側壁間または上下面にオイルジャッキを作用させ、荷重の大きさに対応した変形を測定する。

測定結果から得られる、荷重強度—変位曲線の模式図を図-IV.4-5 に示す。図中に示す直線の勾配から、変形特性として以下の係数が求まる。

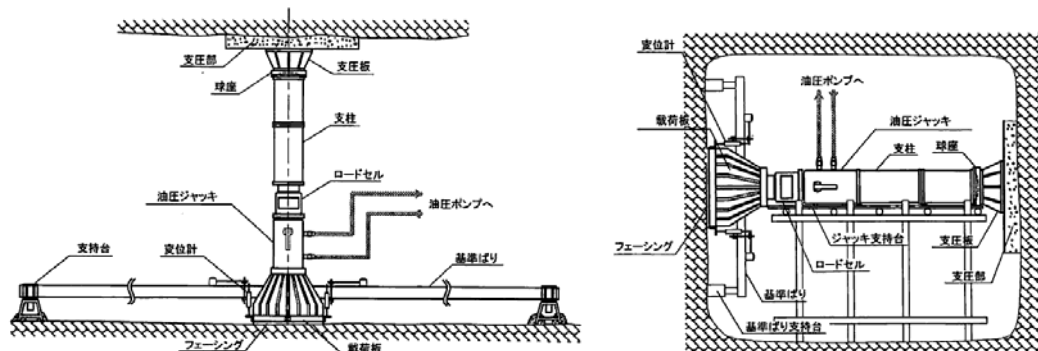


図-IV.4-4 試験装置設置図
(a)鉛直方向載荷、(b)水平方向載荷

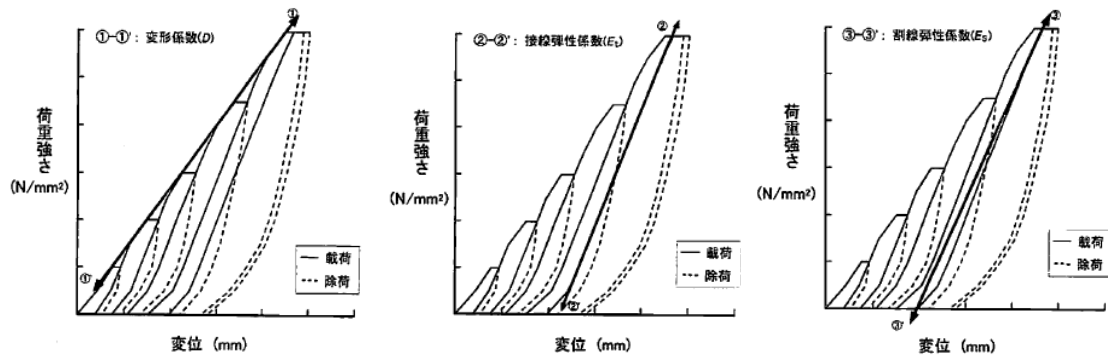


図-IV.4-5 荷重強度 - 変位曲線

$$D, E_s, E_t = \frac{\pi a(1-\nu^2)}{2} \frac{\Delta p}{\Delta \delta}$$

ここに、 ν : ポアソン比、 a : 剛体載荷板の半径、 Δp : 係数を求める区間の荷重増分、 $\Delta \delta$: 係数を求める区間の変位の差

変形係数 (D) : 図中の包絡線の勾配① - ①'

$$D = \frac{\pi a(1-\nu^2)}{2} \frac{P_{①} - P_{①'}}{\delta_{①} - \delta_{①'}}$$

接線弾性係数 (E_t) : 図中の勾配② - ②'

$$E_t = \frac{\pi a(1-\nu^2)}{2} \frac{P_{②} - P_{②'}}{\delta_{②} - \delta_{②'}}$$

割線弾性係数 (E_s) : 図中の勾配③ - ③'

$$E_s = \frac{\pi a(1-\nu^2)}{2} \frac{P_{③} - P_{③'}}{\delta_{③} - \delta_{③'}}$$

なお、これらの係数は最大荷重の 1/3 荷重から 2/3 荷重までの区間に当たる荷重強度 - 変位曲線に適合する直線として求める。

変形係数 (D) は、変形特性のうち岩盤の節理や亀裂の緩みの影響を受け、弾性係数 (E) との差はゆるみや不連続性の程度を表す。 D は岩盤の変形量が特に問題になる場合の設計に用いられるが、使用に当たっては施工時の掘削によるゆるみと試験箇所ゆるみの違いを考慮しなければならない。

接線弾性係数 (E_t) はこれまでのダムでの設計などで弾性応力、弾性変形を求める際に最も一般的に用いられているもので、繰返し部の荷重強度 - 変位曲線の直線部分の勾配で表される。岩盤が弾性的挙動を示しており、弾性計算に使用する場合、最も妥当であるといえるが、反面、直線部分の荷重範囲が限定されており、また、勾配を求める区間の範囲により値が異なるので、注意を要する。

割線弾性係数 (E_s) は、繰返し部の荷重強度 - 変位曲線の始点と終点を結ぶ直線の勾配で表される。 E_s は、岩盤の非弾性的挙動も含んでいると思われるが、荷重の範囲が明確である。 E_t の値と大差なくやや小さめの値となることが多いので、設計条件が確定していない場合や、 E_t を求めた荷重の範囲と設計応力にギャップがある場合などは E_s を用いることがある。また、載荷時と除荷時ではほぼ一致していることが多いので、場合によっては、載荷時と除荷時の E_s の平均を用いることもある。

②孔内載荷試験

孔内載荷試験には、(a)円形状のゴムスリーブをボーリング孔内に挿入し、円筒の内側に水圧、油圧あるいはガス圧を加えてスリーブを膨張させ、圧力を地盤に与える方法、あるいは、(b)ジャッキがつけられた剛板を孔内に挿入し、剛板を介して圧力を地盤に与える方法があり、前者を等圧分布載荷法、後者を等変位載荷法という。孔内載荷試験装置の概要を図-IV.4-6 に示す。

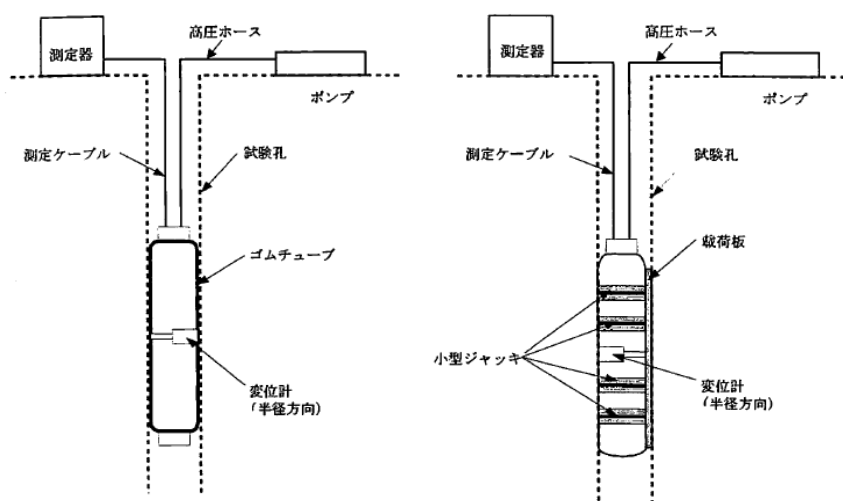


図-IV.4-6 試験装置設置図
(a)等圧分布載荷方式、(b)等変位載荷方式

孔内載荷による孔壁の変位の測定方法には、(i) 載荷部のゴムチューブの容積変化から変位を求める方式、(ii) 載荷部の一点又は数点の変位を直接測定する方式の二種類の 방법이用いられる。

測定結果から得られる荷重強度 - 変位曲線を図-IV.4-7 に示す。図中に示す直線の勾配から、変形特性として変形係数 D_b 、弾性係数 E_b が求まる。ここで、変形係数 D_b は、荷重曲線 - 変位曲線の初期載荷部に当る直線部分の勾配 (直線① - ①')、弾性係数 E_b は繰り返し載荷部の接線の勾配 (直線② - ②') から求める。これらを求めるための計算式は以下のとおりである。

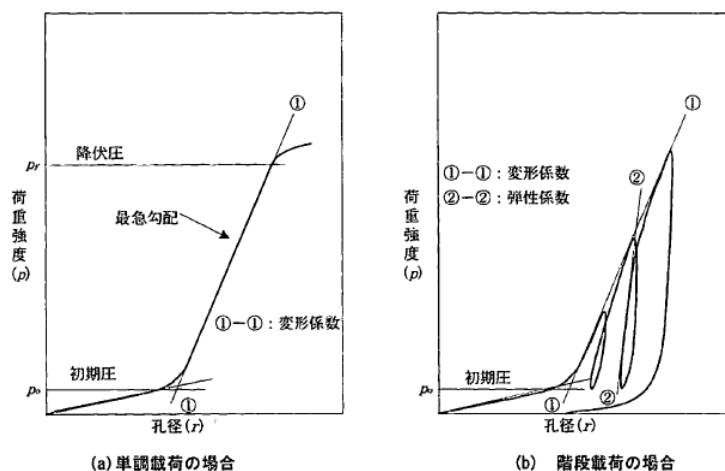


図-IV.4-7 荷重強度 - 変位曲線

(a) 等圧分布载荷方式（変位直接測定方式）の場合

$$D_b, E_b = (1 + \nu) r_m \frac{\Delta p}{\Delta r}$$

ここに、 ν ：ポアソン比

Δp ：荷重強度 - 変位曲線の直線部分における荷重強度増分

Δr ： Δp に対応する変位増分

r_m ： $\Delta p / \Delta r$ を求めた変位区間の中間値、中間変位

(b) 等圧分布载荷方式（容積変化による変位換算方式）の場合

$$D_b, E_b = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

ここに、 $\Delta p / \Delta V$ ：圧力 - 体積変化量曲線の直線部分の勾配

V_0 ：測定管の初期容積

V_m ： $\Delta p / \Delta V$ 算定区間の圧力あるいは変位の中間に対応する注入量

(c) 等変位载荷方式の場合

$$D_b, E_b = \frac{d}{2} \phi(\nu, \beta) \frac{\Delta p}{\Delta u}$$

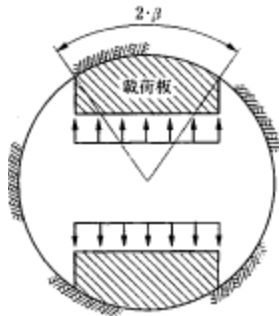
ここに、 d ：ボーリング孔径

$\phi(\nu, \beta)$ ：ポアソン比 ν と载荷面角度 β によって決まる定数

（図-IV.4-8 及び表-IV.4-6 参照）

$\Delta p / \Delta u$ ：荷重強度 - 変位曲線の直線部分の勾配

表-IV.4-6 $\phi(\nu, \beta)$ の値



		β	
		27.5°	45°
ν	0.10	1.121	1.254
	0.15	1.122	1.260
	0.20	1.117	1.259
	0.25	1.105	1.250
	0.30	1.087	1.233
	0.35	1.061	1.208
	0.40	1.026	1.171

図-IV.4-8 等変位载荷方式の载荷面角度

③弾性波探査

岩盤の P 波速度、S 波速度の分布を直接把握する手法として、ボーリング孔を利用した弾性波探査法である PS 検層がある。この方法では、S 波を地表面に固定した厚い板を水平に強打することで発生（板叩き法）させ、P 波を重錘の落下あるいは火薬の発破等で行う方法がとられ、受信測定はボーリング孔内で、通常 1～2m ごとの間隔で深度方向に連続して行われる。受信機はボアホールシャトルという装置に 5～7 個連結されているため、同時に 5～7 箇所の深度での測定が 1 回の計測で行われる。測定データより得られる岩盤の P 波速度、S 波速度より地層の速度層境界を把握するとともに、岩盤を弾性体と仮定することにより動的物性値を求めて、種々の実務上の設計や評価等に用いている。

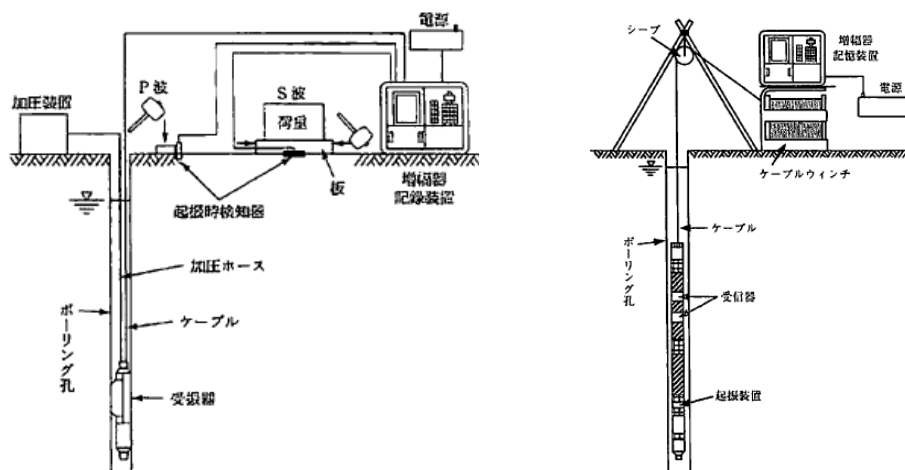


図-IV.4-9 PS 検層の測定方法
(a) 板叩き法（ダウンホール法）、(b) サスペンション法

さらに、P 波、S 波の振源を受信機と同じボーリング孔内で一体化して、岩盤の P 波速度、S 波速度を求める方法にサスペンション法による PS 検層がある。この方法は孔内の 1 つの震源から出た波を 2 点で同時に測定し、それら 2 つの記録の時間差からこの区間の地盤の P 波速度、S 波速度を求めるものであり、振源・測定点の移動が容易であり、振源の加振も電氣的に行なうため測定も簡便である。しかもボーリング孔沿いの詳細な速度値の分布が得られ、かつ振源と受信器の間隔が常に一定であることから波動の減衰の影響も受けず、より深い深度のデータの取得も可能にしている方法である。特に、最近では速度構造が複雑な岩盤や断層・破碎帯の弱層を対象とする場合、あるいは岩盤の割れ目や性状と関連づけて速度構造を把握したい場合などに行う機会が多くなっている。

以下の式により、岩盤の動ポアソン比、動せん断弾性係数、動弾性係数を算定することができる。

$$G_0 = \rho V_s^2$$

$$\nu_d = \frac{(V_p / V_s)^2 - 2}{2\{(V_p / V_s)^2 - 1\}}$$

$$E_d = 2(1 + \nu_d)G_d$$

ここで、 ν_d ：動ポアソン比、 G_d ：動せん断弾性係数、 E_d ：動弾性係数

V_p ：P 波速度、 V_s ：S 波速度、 ρ ：岩盤の密度

【参考となる資料】

土木学会：動的解析と耐震設計 [第 3 巻] エネルギー施設、1989

土木学会：原位置岩盤試験法の指針、2000

地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004

地盤工学会：設計用地盤定数の決め方—岩盤編一、2007

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編、2005

(3) 解析対象ダムモデル化

重力式コンクリートダム堤体は、ダム軸方向を横断するような横継目によって幅 15m 程度のブロックごとに分割されていることから、設計においては 2 次元断面でその構造安定性を確認している。そのため、基本的には 2 次元断面で検討を行うことができると考えられる。ただし、その際には、地震時に最も厳しい条件になると予想される最大断面等を対象とする必要がある。

また、堤体のほか基礎地盤もあわせてモデル化するのがよい。堤体のみをモデル化した解析を実施する場合、基礎地盤を含めモデル化する場合に比べ、堤体内の発生応力が大きくなる傾向があることに注意する必要がある。

本来半無限に続く地盤の一部を解析領域として切り出すため、解析領域および境界条件の設定には、十分留意する必要がある。通常、応答解析の対象となる構造物に対する境界の影響を緩和するため、広く解析領域をとることが望ましい。また、基礎地盤部の境界条件は、領域外への地震動伝播を考慮し、エネルギー逸散が適切に考慮できるものが望ましい。このため、基盤の境界条件については、反射波を吸収するため、解析範囲下端と開放基盤との間をダッシュポットでつなぐ弾性基盤とするとよい。側方境界条件については、水平フリーや自由地盤とダッシュポットでつなぐ粘性境界とすることが多い。そのような境界条件を設定しない場合には、解析モデルの減衰を適宜大きめに設定することが必要となる。

応答解析で注意しなければならないのは、要素の大きさである。応答解析において、波長を滑らかに表現するためには、波長の $1/5 \sim 1/6$ 程度に層の分割を小さくする必要がある。また要素の形状がいびつな形状にならないよう注意する（正方形が最も望ましい）。

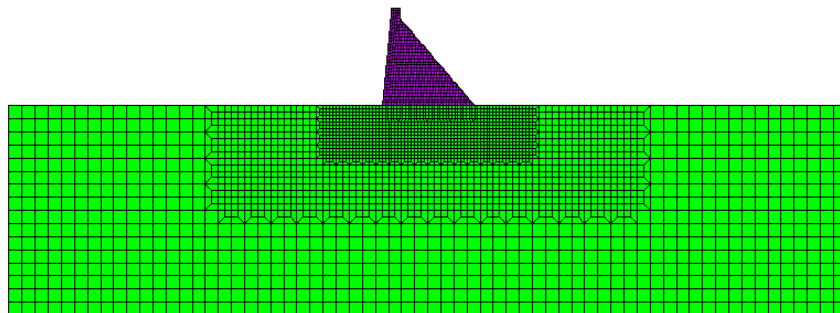


図-IV.4-10 基礎地盤を含めた堤体のモデル化

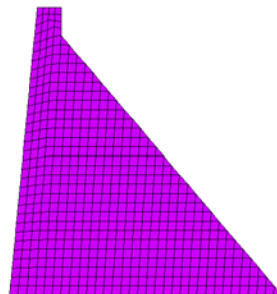


図-IV.4-11 堤体だけのモデル化

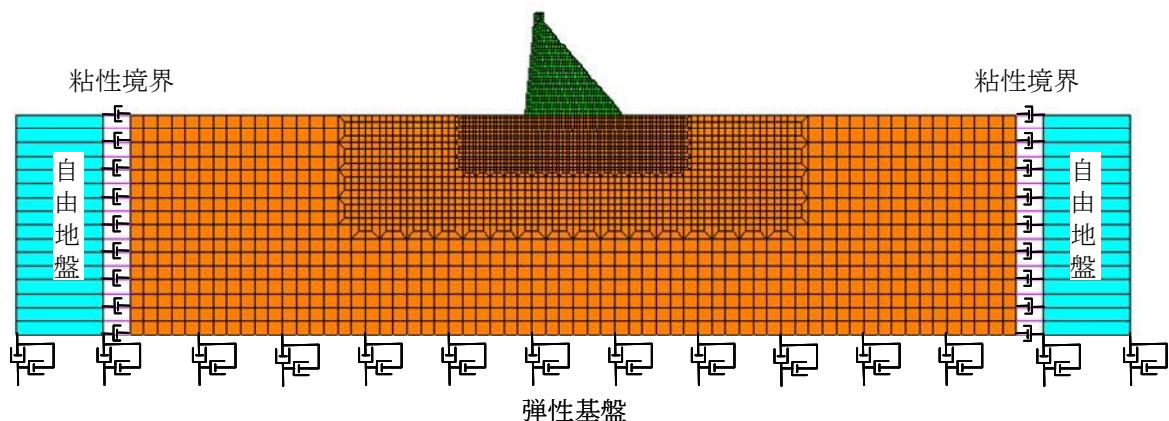


図-IV.4-12 境界条件の設定

(4) 減衰特性

コンクリートダム本体の照査においては、堤体コンクリートと基礎地盤の減衰定数を設定する。動的解析における減衰特性には、材料物性としての減衰特性（材料減衰）のほか、それ以外の減衰効果（逸散減衰等）も含んでいる。そのため、解析モデルに基礎地盤を考慮するか、基礎地盤外側にエネルギー吸収境界（弾性基盤、粘性境界）を考慮するか、などの解析モデルの特徴に応じて設定すべき減衰定数は異なってくる。このため、設定した解析モデルを用いてダムで観察された実測地震動を用いた動的解析を行い、ダムの挙動を再現できるように減衰定数を設定する。照査を行なうダムにおいて適切な実測記録が無い場合には、同種のダム形状、同種の解析条件で実施した他ダムの解析事例を参考に、減衰定数を設定する。

(5) 動水圧

貯水による動水圧を考慮するためには、貯水を有限要素でモデル化し非圧縮性材料とし、動的解析を実施する方法と、Westergard や Zanger の式を用いて付加質量として簡便に取り扱う方法がある。実務的には、後者の方法が多く用いられる。

① Westergard 式

地震時において、重力式コンクリートダムの堤体に作用する貯留水の任意の水深における動水圧は、堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、ダムの上流面が鉛直に近い場合は次に掲げる式によって求める。

$$p_d = 0.875 w_0 K \sqrt{H \cdot h}$$

p_d : 地震時における貯留水による動水圧の力 (単位 kN/m^2)

w_0 : 水の単位体積重量 (単位 kN/m^3)

K : 堤体の設計震度

H : ダム直上流部における水位から基礎地盤までの水深 (単位 m)

h : ダム直上流部における水位から堤体と貯留水との接触面上の動水圧を求めようとする点までの水深 (単位 m)

②Zanger 式

地震時において、重力式コンクリートダム の 堤 体 に 作 用 す る 貯 留 水 の 任 意 の 水 深 に お け る 動 水 圧 は、堤 体 と 貯 留 水 と の 接 触 面 に 対 し て 垂 直 に 作 用 す る も の と し、ダムの上流面が傾斜している場合には、Zanger 式により求める。

$$p_d = C w_0 K H$$
$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

p_d : 地震時における貯留水による動水圧の力 (単位 kN/m^2)

w_0 : 水の単位体積重量 (単位 kN/m^3)

K : 堤体の設計震度

H : ダム直上流部における水位から基礎地盤までの水深 (単位 m)

h : ダム直上流部における水位から堤体と貯留水との接触面上の動水圧を求めようとする点までの水深 (単位 m)

C_m : 与えられたダム上流面勾配より定める定数

【参考となる資料】

土木学会：2007 年制度 コンクリート標準示方書 設計編、2007

4.2 堤体損傷の有無の評価

Q：堤体に損傷が生じる可能性は？

・以下の要件を両方とも満足する。
⇒ 堤体が損傷するおそれはないと評価し、照査終了

・以下の要件を満足しない。
⇒ 堤体が損傷する可能性があるとして評価し、損傷過程を考慮した地震応答解析を実施（照査Ⅱ） 5. へ

①引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。

②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

【検討に必要なデータ】

◇堤体

- ・圧縮強度
- ・引張強度

◇基礎地盤

- ・せん断強度
- ・内部摩擦係数

【解説】

「①引張応力が堤体材料の引張強度を超えない」についての照査は、「4.1 線形動的解析」の結果を基に、堤体材料の引張強度と比較することで検証を行う。

ダム堤体内に最も大きな応力が発生する可能性のある時点（ダム堤体の天端が下流側または上流側に最も変位する時刻と考えられる）における堤体内の発生応力分布図から、堤体内での引張応力が材料の引張強度を超える領域が発生するかしないかを確認する。

「②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる」についての照査は、「4.1 線形動的解析」の結果を堤体材料の圧縮強度と比較することによって圧縮破壊の検証を実施する。ダム堤体内に最も大きな応力が発生する可能性のある時点（ダム堤体の天端が下流側または上流側に最も変位する時刻と考えられる）における堤体内の発生応力分布図から、堤体内での

圧縮応力が材料の圧縮強度を超える領域が発生するかしないかを確認する。

また、堤体底面（堤敷）を対象としたせん断破壊に対する安全性の照査については、「4.1 線形動的解析」により算定されるせん断応力、垂直応力の時刻歴と、基礎地盤のせん断強度から局所せん断摩擦安全率を算定し、安全性の検証を実施する。底面内で局所せん断摩擦安全率の最小値が生じる時刻において、底面での局所せん断摩擦安全率分布を算定し安全率が 1.0 を下回る範囲を評価する。

(1) 堤体（コンクリート）の圧縮強度

圧縮強度には、建設時の品質管理試験値を用いる。建設時の品質管理試験値が無い場合、設計値を用いる。既存のデータが無い場合、新たに試験を実施する。新たな試験の実施が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。

照査に当たっては、静的な強度で評価を行うと安全側の評価となる。

なお、動的圧縮強度により評価を行なう必要があると判断される場合には、静的強度の 30%増しとすればよい。

【参考】

◇動的圧縮強度（動的解析と耐震設計 [第3巻] エネルギー施設）

畑野ら^{*)}の結果より、衝撃荷重によるコンクリートの圧縮強度の載荷時間による特性を以下のように示している。

- ①動的圧縮強度 σ_c は、 $\sigma_c = d + f \ln t$ ($0.03s \leq t \leq 100s$) の形で表せる。ここで、 d および f は定数。 $t=100s$ の場合に比べて、 $t=1s$ では 1.2～1.3 倍、 $t=0.03s$ では 1.3～1.6 倍である。
- ②動的強度の増加率は、富配合ほど大きい傾向にあり、また材令 4 週と 13 週とでは後者のほうがやや大きい。
- ③圧縮変形能力はコンクリート、モルタルの種類と材令によって変化するが、破壊時間には依存しない。

また、Raphael^{**)}によってまとめられた既往の試験結果や実ダムからのコンクリートコアによる試験結果から、地震時のようにひずみ速度が大きい場合、常時に比べ圧縮強度は 31%増加するとしている。

上記の結果から、ダムコンクリートの動的圧縮強度は、静的強度の 30%増しとすればよいとしている。

^{*)}畑野ら：地震荷重を対象としたコンクリートの動的圧縮変形並びに破壊、土木学会論文集、67 号、pp.19-26、1960

^{**)Raphael：Tensile strength of concrete, ACI Jour., Vol.81, No.2, pp.158～165, 1984.}

(2) 堤体（コンクリート）の引張強度

コンクリートの引張強度は圧縮強度に比べて極めて小さく、1/10～1/13 程度であり、圧縮強度が高いほどその比率は小さくなる。

引張強度については建設時の試験値が得られている場合、その値を用いるとよい。しかしながら、一般的には設計基準強度（圧縮強度）のみ試験値が得られている場合が多

いと考えられることから、圧縮強度から引張強度を求めてよい。

一般の普通コンクリートに対し、引張強度の特性値 f_{tk} は、圧縮強度の特性値 f_{ck} （設計基準強度）に基づいて次式で算定することができる（2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編：本編]p.44）。

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}'^{2/3}$$

上式は f_{ck} が20～50N/mm²程度の普通コンクリートに対して求められたものであるが、 f_{ck} が80N/mm²程度以下であれば、そのまま適用できることが確認されている。

照査に当たっては、静的な強度で評価を行うと安全側の評価となる。

なお、動的圧縮強度により評価を行う必要があると判断される場合には、以下を参考に強度を求めるとよい。一般には動的強度は静的強度に比べ大きな強度を示すことが知られており、ダムコンクリートの動的引張強度については3N/mm²程度といわれている。

【参考】

◇動的引張強度

a) 動的解析と耐震設計 [第3巻] エネルギー施設

畑野ら^{*)}の結果より、コンクリートの引張強度の載荷時間による特性を以下のように示している。

- ①破壊時間が短いほど引張強度が増し、引張強度 σ_t と破壊時間 t の関係は、 $1/\sigma_t = A + B \ln t$ で表せる。ここで、 A および B は定数。
- ②伸び能力は破壊強度、破壊時間によらず一定である。
- ③貧配合コンクリートでは粗骨材とモルタルの剥離が全断面に発生するが、富配合の場合には粗骨材が引張破断する例が多い。

また、Raphael^{**)}によってまとめられた既往の試験結果や実ダムからのコンクリートコアによる試験結果から、地震時のようにひずみ速度が大きい場合、常時に比べ引張強度は56%増加するとしている。また、表-IV.4-7に示す引張強度の算定式を示している。

表-IV.4-7 引張強度

式	kgf/cm ²	摘要
1	$f_t = 0.70 f_c^{2/3}$	長期荷重、あるいは静的荷重条件下での f_t
2	$f_r = 0.95 f_c^{2/3}$	コンクリートの非線形性を考慮した静的荷重条件下での f_t 、有限要素法（FEM）で使用されるべき f_t
3	$f_t = 1.07 f_c^{2/3}$	地震荷重が作用したときの実用上の f_t
4	$f_r = 1.40 f_c^{2/3}$	地震荷重が作用したとき、材料を線形材料としたときの f_t 、線形FEMで使用されるべき f_t

ここで、 f_t は引張強度、 f_r は見かけの引張強度

^{*)}畑野ら：衝撃引張荷重によるコンクリートの挙動、土木学会論文集、73号、pp.28-34、1961

^{**)}Raphael：Tensile strength of concrete, ACI Jour., Vol.81, No.2, pp.158～165, 1984.

b) 大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料（国総研資料 第244号）

永山ら^{*)}の研究結果より、①圧縮強度と引張強度の関係、②載荷速度と引張強度の関係、③地震時における動的引張強度を示している。

①圧縮強度と引張強度の関係

引張強度は圧縮強度の $1/8 \sim 1/13$ 程度であり、圧縮強度が大きいと、圧縮強度に対する引張強度の比率が小さくなる。なおこの関係は、Raphael^{**})により種々の強度、配合のコンクリート試験結果から、圧縮強度と引張強度の関係として提案された式、[割裂引張強度] $= 0.323 \times [\text{圧縮強度}]^{2/3}$ (単位：MPa) とほぼ一致することを示している。

②載荷速度と引張強度の関係

セメント水比ごとに、載荷速度と引張強度の関係を求めた結果、いずれのセメント水比においても、載荷速度の増加とともに引張強度が増加することを示している。

また、載荷速度 $v=0.01(\text{N/mm}^2/\text{s})$ の場合を基準として引張強度を正規化した結果より、セメント水比によらず、載荷速度に応じて正規化した引張強度の伸び率はほぼ同じ値であることを示している。

③地震時における動的引張強度

堤高 $H(\text{m})$ の重力式コンクリートダムが耐えうる動的引張応力（動的引張強度） σ_d を推定した結果から、動的引張強度と静的引張強度の比 σ_d / f_t は、堤高 H にかかわらず 1.4 倍程度の値であることから、動的引張強度として静的引張強度の 1.4 倍程度の値が期待できることを示している。

*)永山ら：載荷速度がコンクリートの引張強度に及ぼす影響、ダム技術、No.148、1999

**)Raphael：Tensile strength of concrete, ACI Jour., Vol.81, No.2, pp.158～165, 1984.

c) 平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編

永山ら^{*)}の研究結果より、以下の知見を示している。

- ①コンクリートの引張強度は載荷速度の増加とともに大きくなる。また、その時の引張強度の増加割合は水セメント比の影響を受けない。
- ②いずれの載荷速度においても、セメント水比と引張強度の間には線形の関係があり、セメント水比の法則は載荷速度によらず引張強度についても成り立つ。
- ③圧縮強度の大きさにかかわらず、引張強度は圧縮強度の約 $1/10$ の大きさとなる。
- ④コンクリートの弾性係数は載荷速度に依存せず、おおむね一定となる。
- ⑤載荷パターンを変化させた場合、引張強度は変化後の載荷速度に影響され、破壊に至るときの載荷速度が引張強度を決定する。JIS に定める載荷速度にほぼ相当する場合に比べ、500 倍の速度で急速載荷を行った場合には、セメント水比によらず、引張強度は約 1.4 倍となる。

*)永山ら：載荷速度がコンクリートの引張強度に及ぼす影響、ダム技術、No.148、1999

【参考となる資料】

土木学会：2007 年制度 コンクリート標準示方書 設計編、2007

土木学会：動的解析と耐震設計 [第 3 巻] エネルギー施設、1989

国土交通省 国土技術政策総合研究所：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編、2005

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 5 巻 設計 II 編、2005

(3) ダム基礎（岩盤）のせん断強度と内部摩擦係数

ダム基礎のせん断強度と内部摩擦係数は、設計値を用いる。

既往のデータがない場合は、新たに試験を実施しデータを収集するが、新たな試験が困難な場合、既往の文献や他ダムの事例を参考に設定する。

○原位置でのせん断強度やせん断特性を求める試験方法

岩盤の原位置でのせん断強度やせん断特性を求める試験方法としては、ブロックせん断試験法、ロックせん断試験法及び孔内せん断試験などがあるが、一般的にはブロックせん断試験法、ロックせん断試験法がよく用いられる。

せん断試験では、垂直方向から載荷する垂直荷重（ N ）と斜め方向から載荷する傾斜荷重（ T ）により、供試体に垂直荷重とせん断荷重を載荷する。通常、初期垂直荷重を載荷した後に、傾斜荷重を徐々に増加させ、破壊に至らせる。傾斜荷重には、せん断方向分力と垂直方向分力が含まれるため、傾斜荷重の増加は、垂直荷重の増加分にもなることに注意が必要である。

岩盤のせん断強度は、一般に Coulomb の破壊基準を用いて定める。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

ここに、 τ ：岩盤のせん断強度、 σ ：垂直応力、 c ：岩盤の粘着力、 ϕ ：岩盤の内部摩擦角またはせん断抵抗角である。

垂直応力 σ 、せん断応力 τ は、次式により求まる。

$$\sigma = \frac{N + T \sin \theta}{A}$$
$$\tau = \frac{T \cos \theta}{A}$$

ここで、 N ：垂直荷重、 T ：傾斜荷重、 θ ：傾斜荷重がせん断面（試験体底面）に対してなす角度、 A ：せん断面の断面積（実際のせん断面を考慮して再評価する場合もある）である。

なお、せん断面の断面積 A を正確に知るためには、せん断破壊が常に岩盤内で生ずるとは限らないため、破壊後にせん断面を十分観察する必要がある。その結果、必要に応じて以下のように断面補正を実施する。

- ①せん断中に断面積が無視し得ないほど変化する場合は、実測面積に修正する。
- ②せん断面にコンクリートが付着していたり、あらかじめ試験前から剥離している部分が明らかに読み取れる場合は、せん断抵抗力に寄与しない部分の面積を減ずるなど、断面積を再評価する。

一般的に、粘着力 c 、内部摩擦係数 ϕ を求めるためには、初期垂直荷重を変化させた4個の試験を行い、その包絡線を直線と仮定し求める。

岩盤のせん断強度には、大きく分けて破壊強度と残留強度があり、これらの強度を求める場合には、それぞれに対応する特異点（図-IV.4-14の破壊点と残留状態を示す点）における応力値を用いて c 、 ϕ を定める。

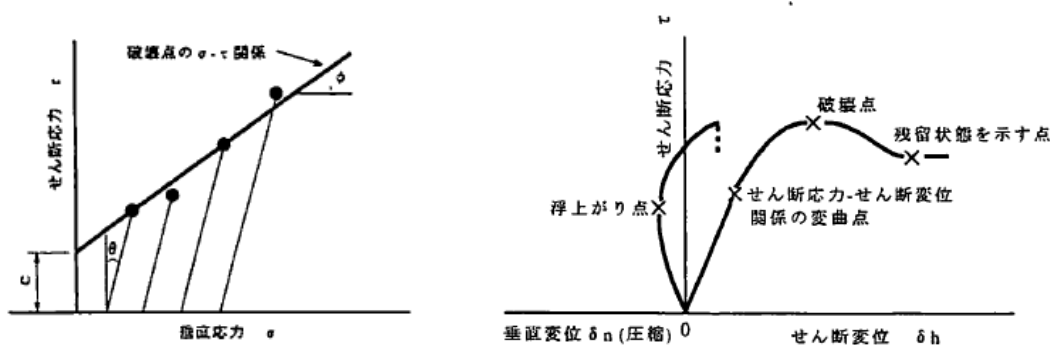


図-IV.4-13 せん断応力 - 垂直応力関係 図-IV.4-14 岩盤のせん断試験における特異点の概念図

図-IV.4-14 に示す、各特異点は以下のように定義される。

①浮き上がり点

垂直変位が沈下から浮き上がりに転じる点。この点は、不連続面を含むせん断面の起伏の乗り上げ（ダイレイタンス）現象と密接な関係があり、工学的に岩盤の破壊を定義する上で意味のある点と考えられている。

②せん断応力 - せん断変位関係の変曲点

せん断応力とせん断変位の関係が直線から折れ曲がる点。この点は逐次せん断破壊の開始に関係し、塑性変形が顕著になる点といわれている。

③破壊点

せん断応力がそれ以上増大しないピーク応力点のこと。通常はその時のせん断応力を岩盤のせん断強さとしている。

④残留状態を示す点

破壊点を過ぎ、せん断応力が低下し、せん断変位が増大してもせん断応力がほぼ一定になる状態の始点のこと。以降の、ほぼ一定となったせん断応力を残留強さという。

なお、本照査においては、堤体底面（堤敷）を対象にせん断破壊に対する安全性を確認する必要があるため、必要となるのは破壊点におけるせん断強度である。

表-IV.4-8 電中研式岩盤分類から予想される地盤定数^{*)}

岩盤等級	岩盤の変形係数 (MN/m ²)	岩盤の静弾性係数 (MN/m ²)	岩盤の粘着力 (kN/m ²)	岩盤の内部摩擦角 (°)	岩盤の弾性波速度 (km/sec)	ロックテストハンマー反発度	孔内載荷試験による		引き抜き試験によるせん断強度 (MN/m ²)
							変形係数 (MN/m ²)	接線弾性係数 (MN/m ²)	
A~B	5000 以上	8000 以上	4000 以上	55~65	3.7 以上	36 以上	5000 以上	10000 以上	2.0 以上
C _H	2000 ~5000	4000 ~8000	2000 ~4000	40~55	3.0~3.7	27~36	1500 ~6000	6000 ~15000	
C _M	500 ~2000	1500 ~4000	1000 ~2000	30~45	1.5~3.0	15~27	300 ~2000	1000 ~6000	1.0~2.0
C _L	500 以下	1500 以下	1000 以下	15~38	1.5 以下	15 以下	600 以下	1500 以下	0.5~1.0
D									0.5 以下

*)吉中ら/編著：岩盤分類とその適用、土木工学社,1989

表-IV.4-9 セン断定数の測定例^{**})

岩級		粘板岩 (ダムサイトの例)				花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)			
		c (KN/m ²)		ϕ (°)		c (KN/m ²)		ϕ (°)	
		範囲	平均	範囲	平均	範囲	代表値	代表値	代表値
硬岩	B	2250~2750	2500	40~50	45	1500~2500	1500	45	
	CH	1750~2250	2000	35~45	40	1000~2000	1000	40	
	CM	750~1750	1250	35~45	40	500~1000	500	40	
軟岩	CL	250~750	500	30~40	35	100~1000	100	37	
	D	100 以下	0	20~30	25	0~500	0	30~35	

^{**})日本道路公団編：設計要領第二集・橋梁建設編、日本道路公団、平成12年1月部分改訂版

①ブロックせん断試験

ブロックせん断試験、ロックせん断試験の試験体の断面図を図-IV.4-15に示す。また、試験装置の概要を図-IV.4-16に示す。

ブロックせん断試験法は、当初、岩盤とコンクリートブロックとの間（境界部）の摩擦抵抗（摩擦強度）を求めるために実施されたものであるが、両者の境界直下付近の岩盤中でせん断することが多いので、手軽な岩盤のせん断試験方法として用いられるようになったものである。

試験の特徴として以下の点が挙げられる。

- a) 岩盤を切り出さないで試験準備がロックせん断試験に比較して簡単である。
- b) 想定せん断面近傍の岩盤面を直接観察できるので試験地点を選定しやすい。
- c) 試験面の整形時に緩みやすいような強度の小さい岩盤や、反対にコンクリートとの付着強度よりも大きな強度を有する岩盤では、正しいせん断強度を求めることが難しい。

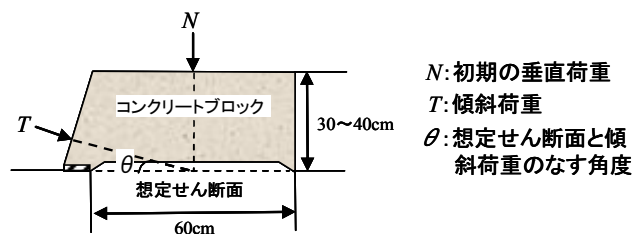


図-IV.4-15 試験体の断面図

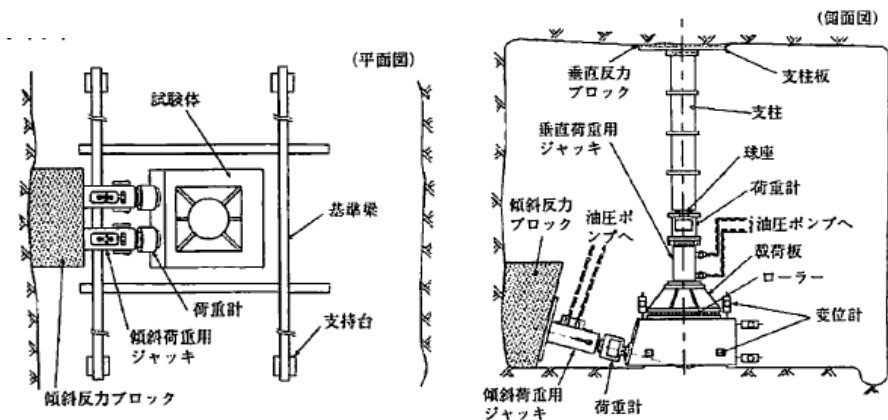


図-IV.4-16 試験装置設置図

(a)側面図、(b)平面図

②ロックせん断試験

ロックせん断試験の試験体の断面図を図-IV.4-17 に示す。なお、試験装置はブロックせん断試験と同じものが用いられる。

ロックせん断試験法は、ブロックせん断試験よりも確実に岩盤中をせん断するために開発されたものであり、試験する岩盤をブロック状に切り出して、岩盤を直接せん断するものである。一般的には、規定形状にするため鉄筋コンクリートで被覆する。

試験の特徴として以下の点が挙げられる。

- a) せん断面を痛めないで供試体の製作ができる。
- b) 岩盤内部で確実にせん断破壊できる。
- c) 岩盤を切り出すため、試験体が緩みやすい。また、整形のための設備や手間が多くコスト高となる。

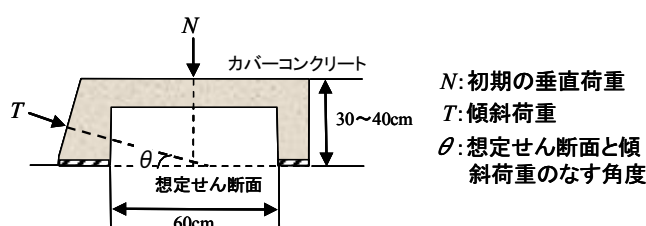


図-IV.4-17 試験体の断面図

【参考となる資料】

土木学会：原位置岩盤試験法の指針、2000

地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004

地盤工学会：設計用地盤定数の決め方—岩盤編—、2007

ダム技術センター：平成17年版 多目的ダムの建設 第5巻 設計Ⅱ編、2005

(4) 局所せん断摩擦安全率（設計基準コンクリートダム編 p.Ⅲ-33）

設計基準に示された従来の震度法による堤体の安定性の検討では、基礎地盤内にダム軸平行方向に上流下がり、又は水平に近い断層等の弱層が存在する場合に、その弱層に沿ったせん断摩擦安全率の検討とあわせて、局所せん断摩擦安全率による検討を行うこととされている。

本マニュアルで説明する耐震性能照査法では、動的応答解析の結果に基づき、せん断破壊に対する安全性を評価することから、(a)堤体と基礎地盤の接触面のせん断に対する検討、(b)基礎地盤内の弱層沿いのせん断に対する検討は、ともに局所せん断摩擦安全率で評価することとする。本照査では、せん断摩擦安全率が1.0を下回る領域が発生しない、もしくは局所的な範囲にとどまることを確認することで、安全性を評価する。

なお、せん断面沿いの局所せん断摩擦安全率は、岩盤のせん断破壊がクーロン式に基づくものと考え、次式により求める。

$$n' = \frac{\tau_0 + f(\sigma - u)}{\tau}$$

ここに、 n' ：せん断摩擦安全率

τ_0 ：垂直応力0のときの局所のせん断強度(kN/m²)

f ：局所の内部摩擦係数 ($f = \tan \phi$)

σ ：局所のせん断面沿いの垂直応力(kN/m²)

τ ：局所のせん断面沿いのせん断応力(kN/m²)

u ：局所のせん断面沿いの間隙圧(kN/m²)

5. 非線形動的解析による堤体損傷の範囲と程度の評価

5.1 非線形動的解析

◇非線形動的解析を実施する。 ⇒ 5.2 へ

【解析に必要な材料データ】

◇堤体

- ・弾性定数： E_c 、 ν_c
- ・密度： ρ
- ・引張軟化特性に関する定数
(引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化式)

◇基礎地盤

- ・弾性定数： E 、 ν
- ・密度： ρ

【解説】

線形動的解析の結果から、①引張応力が堤体材料の引張強度を超えない、②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる、ことが確認されない場合、より詳細な検討として非線形動的解析による堤体損傷の評価を行うこととする。

コンクリートダムにおいて、クラックの進展が問題となる場合、圧縮応力に対しては弾性挙動を示すものと考えてもよいが、局部的に大きな引張応力が発生する場合を考慮するには非線形性の考慮が必要となる。

なお、本項目で示す非線形動的解析、引張軟化特性に関する定数やそれらを求めるための試験方法は、未だ実務での実施例が少なく、技術的にも研究途上の部分を多く含むことから、実施に当たっては必ず専門家等の助言を得ることが必要である。

(1) 引張軟化特性

図-IV.4-18 に、一般的なコンクリートの引張軟化特性のモデル化を示す。引張軟化曲線は多直線で近似する方が精度が良いが、一般に二直線で近似することが多い。また、重力式コンクリートダムの動的解析における材料物性の設定においては、大きな有限要素を用いた時にも分布型クラックモデルによるクラック進展解析を安定的に実施できるように、単直線で近似した事例が多く見られる。

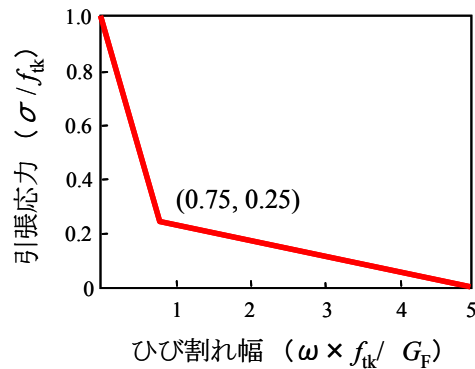


図-IV.4-18 引張軟化曲線のモデル化

コンクリートの破壊エネルギー G_F は、一般の普通コンクリートに対しては次式により求めてよい（2007年制定 コンクリート標準示方書 [設計編：本編]p.42）。

$$G_F = 10(d_{\max})^{1/3} f'_{ck}{}^{1/3}$$

ここに、 $d_{\max}$ ：粗骨材の最大寸法

f'_{ck} ：圧縮強度の特性値（設計基準強度）

【参考】

◇ダムコンクリートにおける引張軟化特性

a) ダムコンクリートの破壊エネルギー

「くさび挿入型割裂試験」により、ダム用コンクリートの引張破壊特性を評価した事例の試験結果から、粗骨材の最大寸法 150mm、圧縮強度 30MPa のコンクリートでは、大きな供試体試験で破壊エネルギー G_F が 317N/m と一般的なコンクリートに比較して大きな値となることが報告されている。

b) 破壊エネルギーとクラック進展速度の関係

破壊エネルギー G_F はクラック進展速度の増加とともに増大しており、実験の範囲における最大速度では、静的な条件から 50%程度大きな G_F が得られることが報告されている。

c) 粗骨材の最大寸法と破壊エネルギーの関係

粗骨材の最大寸法が大きくなると破壊エネルギー G_F が増大し、同じ粗骨材寸法では CEB-FIP モデルコード 1990 の関係式（圧縮強度 20～88MPa を対象）と比較し、ダムコンクリートの方が大きな破壊エネルギーを有することが報告されている。

(2) 分布型クラックモデル（スミアドクラックモデル）

コンクリートの引張変形挙動を考える場合、その非均質性のために、最初は至る所に微細ひび割れが発生し、その後もっとも弱い部分に損傷が集中して微細ひび割れ累積領域を形成し、ついには破断する。この非線形領域のひずみ分布は複雑な分布形をしているが、そのひずみをある幅に均等に分布させ、その領域以外は弾性と考えたモデルが分布型クラック（ひび割れ）モデル（smeared crack model）である。

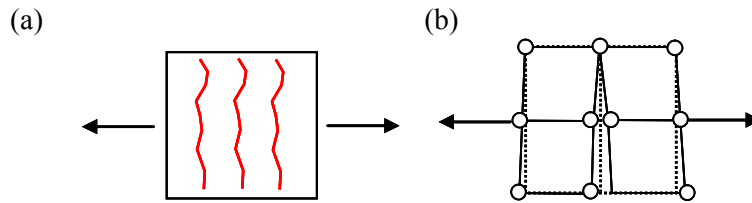


図-IV.4-19 ひび割れのモデル化の概念図
(a)分布型クラックモデル、(b)離散ひび割れモデル

【参考】

◇分布型クラックモデル解析における引張軟化式の傾きと要素代表長さの関係

分布型クラックモデルを用いて解析を行なう場合、一要素当りの代表要素長 h (要素の大きさ、形状および変位の補間次数から算出されるもので、一般に要素寸法が大きくなれば代表要素長は大きくなる) をコンクリートの特性長さ l_{ch} (弾性係数、引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化曲線形状より算出される) より小さく要素分割を行う必要がある。これは、代表要素長 h がコンクリートの特性長さ l_{ch} を超えると、ひび割れ直交方向の応力 - ひずみ関係が引張強度以降、応力の減少とともに変位も減少するスナップバック現象が発生し、計算が不安定となるためである。しかし、ダム有限要素解析を想定した場合、ダムの構造寸法が大きいため必然的に大きい要素を用いることとなり、つまり一要素当りの代表要素長 h が大きくなる。そのため、引張軟化曲線にコンクリートの特性長さが比較的大きくとれる単直線近似を用いている例が多い。なお、動的載荷では引張強度および破壊エネルギーともに増加することが期待されるが、分布型クラックモデルによる解析において引張軟化開始曲線を単直線で近似する場合は、動的載荷割り増しは考慮しない。

◇二直線式と単直線式の比較

引張軟化曲線を二直線で近似した場合と単直線で近似した場合の構造物耐力計算に与える影響を検討した結果に基づき、実際の物性をより厳密に表現していると考えられる二直線近似の場合は単直線近似より最大荷重が小さくなり、最大荷重時の変位も小さくなることが報告されている。また、引張軟化曲線を単直線近似で引張軟化開始応力を 3.0MPa より 10% 下げ、破壊エネルギーを 300N/m より 19% 下げたケースでは、最大荷重が引張軟化開始応力 3.0MPa の二直線近似とほぼ同じ値となり、解析上の制約から単直線近似の引張軟化曲線を用いる場合には、破壊エネルギーおよび引張軟化開始応力を適宜割り引くことが必要としている。

【参考となる資料】

土木学会：2007 年制度 コンクリート標準示方書 設計編、2007

国土交通省 国土技術政策総合研究所：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編、2005

堀井ら：コンクリートダム耐力評価のための引張軟化特性の検討、電力土木、No.286、2000.3

石黒：ダムコンクリートの破壊力学パラメータの解析、農業土木学会論文集、No.246、2006.12

石黒：楔挿入割裂試験によるコンクリートの破壊特性の評価、材料、Vol.52、No.9、2003.9

佐々木ら：無筋コンクリートのクラック進展解析における解析パラメータに関する検討、ダム工学、16(4)、2006

5.2 堤体損傷の範囲と程度の評価

Q：堤体に生じる損傷の範囲と程度は？

・以下の要件を両方とも満足する。
⇒ 堤体に生じる損傷は限定的なものと評価し、
6. へ

・以下の要件を満足しない。
⇒ 堤体の損傷により所要の耐震性能が確保されないと評価し、
より詳細な検討（照査Ⅲ）を実施。

- ①上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない。
- ②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

【検討に必要なデータ】

◇堤体

- ・圧縮強度
- ・引張強度

◇基礎地盤

- ・せん断強度
- ・内部摩擦係数

【解説】

本項目は、実施例も少なく、技術的にも研究途上の部分を多く含むことから、実施に当たっては必ず専門家等の助言を得なければならない。

「①上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が発生しない」についての照査は、「5.1 非線形動的解析」の結果を基に、引張亀裂が発生すると算定される領域分布により検証を行う。

有限要素メッシュの各要素における引張応力と堤体材料の引張強度を比較し、引張応力が引張強度を上回る場合、その要素では引張亀裂が発生すると評価する。引張亀裂が

発生する要素の分布状況を確認し、上下流面に連続するような領域の分布が確認されなければ、上下流面間に連続する引張亀裂は発生しないと判断する。

「②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる」については、「5.1 非線形動的解析」の結果から、4.2 と同様の方法で照査を実施する。

なお、これらの照査に用いる堤体及び基礎地盤の材料物性は、4.2 と同様である。

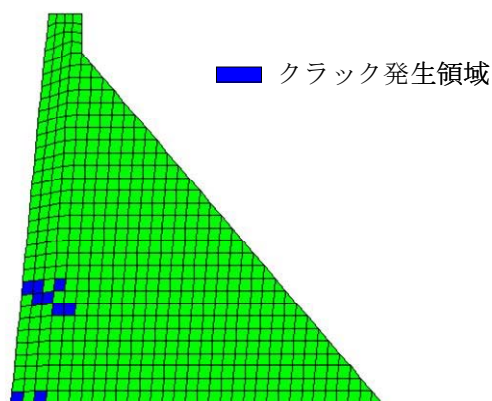


図-IV.4-20 推定される引張亀裂発生範囲の例

【参考となる資料】

国土交通省 国土技術政策総合研究所：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編、2005

6. 地震後の堤体の安定性検討

6.1 亀裂内における揚圧力の発生を考慮した非線形解析

◇亀裂内における揚圧力の発生を考慮した非線形解析を実施する。
⇒ 6.2 へ

【解析に必要な材料データ】

◇堤体

- ・弾性定数： E_c 、 ν_c
- ・密度： ρ
- ・引張軟化特性に関する定数
(引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化式)

◇基礎地盤

- ・弾性定数： E 、 ν
- ・密度： ρ

【解説】

「5.非線形動的解析」により、地震動により引張亀裂が生じるおそれがあると判断された場合、地震後に亀裂内に貯水が浸入した場合の影響について検討する。

本項目は、実施例も少なく、技術的にも研究途上の部分を多く含むことから、実施に当たっては必ず専門家等の助言を得なければならない。

解析に当たっては、「5.非線形動的解析」の結果から得られた引張亀裂の発生範囲において、貯水による静水圧に相当する圧力を作用させ、堤体自重と静水圧を荷重として考慮した静的非線形解析を実施することとする。

図-IV.4-21 に示す引張亀裂内の各節点に対して、貯水位（常時満水位）による水圧に相当する荷重を図-IV.4-22 に示す方向に載荷する。なお、荷重の載荷節点と載荷方向は、水圧が引張亀裂の進展方向に作用すると考え、引張亀裂が発生した要素と発生していない要素の境界節点上に、亀裂の進展方向と直交方向へ載荷する。

なお、解析に用いる堤体及び基礎地盤の材料物性は 5.1 と同様であるが、本解析では、静的な荷重条件下での照査であることに留意し、静的条件での値を用いる。

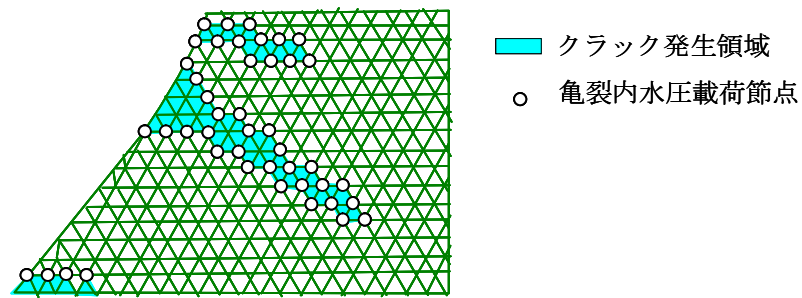


図-IV.4-21 亀裂内水圧载荷節点位置の考え方

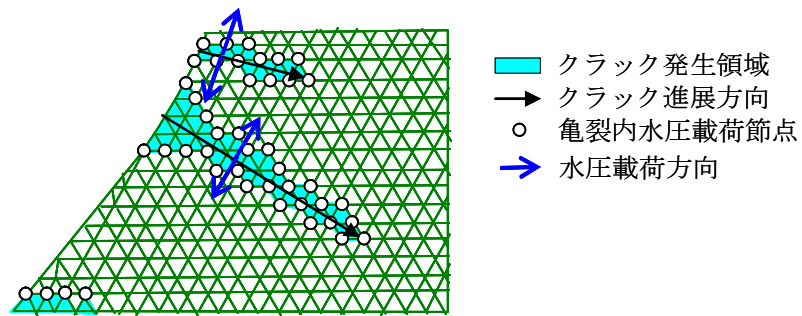


図-IV.4-22 亀裂内水圧载荷方向

【参考となる資料】

国土交通省 国土技術政策総合研究所：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編、2005

6.2 地震後における堤体の安定性評価

Q：地震後に堤体に生じる損傷の範囲と程度は？

- ・以下の要件を両方とも満足する。
⇒ 地震後に堤体に生じる損傷は限定的なものと評価し、修復方法の検討を実施
- ・以下の要件を満足しない。
⇒ 地震後に堤体の損傷が進展すると評価し、より詳細な検討（照査Ⅲ）を実施

- ①上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない。
- ②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

【検討に必要なデータ】

◇堤体

- ・圧縮強度
- ・引張強度

◇基礎地盤

- ・せん断強度
- ・内部摩擦係数

【解説】

本項目は、実施例も少なく、技術的にも研究途上の部分を多く含むことから、実施に当たっては必ず専門家等の助言を得なければならない。

「①上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない」についての照査は、「6.1 非線形動的解析」の結果を基に、5.2 と同様の方法で照査を実施する。

「②ダムの本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる」については、「6.1 非線形動的解析」の結果から、4.2 と同様の方法で照査を実施する。

なお、これらの照査に用いる堤体及び基礎地盤の材料物性は4.2、5.2 と同様であるが、本照査では、静的な荷重条件下での照査であることに留意し、静的強度を用いる。

【参考となる資料】

国土交通省 国土技術政策総合研究所：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

ダム技術センター：平成 17 年版 多目的ダムの建設 第 4 巻 設計 I 編、2005

用語解説

(国総研資料第 244 号より抜粋、一部加筆)

・活断層

一般に、最近の地質年代に繰り返し活動し、将来も活動することが推定される断層*。なお、この活断層は、地質学的に認められる断層のうち、近い過去に活動したことがあって、将来もいつか再び動くであろうと判断されるものをいうものであり、必ずしも現在動きつつある断層という意味ではないとされる。また、「近い過去」の範囲については、研究者等により多少の相違がある。

*活断層研究会：『新編 日本の活断層』(1991)

・プレート境界

地球の表面が厚さ 100km ほどの何枚かの硬い板で覆われ、その下の粘性の低い層の上を運動しており、主要な地球表面上の変動はそれらの板が相互に接する境界で起きるという考え方はプレートテクトニクスと呼ばれるが、この考え方における地球表面を球殻状に覆う何枚かの剛体の板（岩板）がプレートであり、プレートとプレートの接しているところがプレート境界と呼ばれる*。日本列島周辺では、太平洋岸の海溝部が代表的なプレート境界であり、海側プレートの陸側プレートの下への沈み込みに伴って蓄積されたひずみが開放されることによりしばしば大きな地震が発生しやすい構造となっている。

*宇津徳治ほか：『地震の辞典』(1987)

・想定地震

指針（案）においては、「当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震」と定義されている。ダム地点周辺において過去に発生した地震や周辺に分布する活断層やプレート境界等で発生する地震等の中から選定する。

・加速度時刻歴波形

地震による揺れの時間変動をその強さを表す指標のひとつである加速度の時間変動として波形で表したものの。

・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（または固有振動数）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、または固有振動数）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）の最大値を推定できることになる。

参考：大崎順彦：『新・地震動のスペクトル解析入門』(1994)

・減衰

波の持つエネルギーが時間の経過あるいは空間的伝播に伴い減少する現象*。その主な要因としては、材料の粘性に起因する粘性減衰や塑性的性質に起因する履歴減衰（これらは材料減衰とよばれる）、動エネルギーが波動の伝播とともに逃げることに起因する減衰（逸散減衰）などがある。

*土木学会『土木用語大辞典』(1999)

・減衰定数

減衰機構は本来その要因によって異なるが、一般に振動解析においては、数学上取り扱いが容易な速度に比例する減衰（粘性減衰）として考慮されることが多い。減衰機構を速度比例型減衰（比例定数 c ）としたとき、1 質点系（質量 m 、ばね定数 k ）の減衰振動は次式で表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

これを $k/m = \omega_0^2$ 、 $c/m = 2h\omega_0$ として次式のように書き換えた場合、無次元量 h は減衰の程度を表し、減衰定数と呼ばれる。

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = 0$$

構造物等の地震応答解析においては、地震時における実際の挙動が良く再現されるよう、減衰定数の値を適切に設定することが重要となる。このとき、材料定数はモデル化および境界条件等によらず材料の特性に応じて、また、減衰定数はモデル化および境界条件等に応じて付加することとなる。

・原種波形

構造物の地震応答解析において考慮すべき地震動が周波数特性によって表現された加速度応答スペクトルをもとに入力地震動の時刻歴波形を作成するときに、あわせて必要となる位相特性を付与するのに用いる地震動波形。

・有限要素法

連続体（構造物や流体等）の挙動（変形や応力）を数値解析により求める上で有効な近似解法のひとつで、連続体を近似的に多数の単純な形状の要素からなる集合体としてとらえるもの。各要素を代表する節点における変位と力を未定係数としてその関係式を記述することにより、全要素についての連立一次方程式をたて、これを解くことにより近似的に連続体全体の挙動を求める。

・初期応力解析

地震応答解析を行う際、あらかじめ地震力が作用しない静的状態における構造物の応力状態を求めるための解析。例えば、フィルダムの地震応答解析に際し、盛立て中の荷重増加に伴う堤体材料の非線形挙動を考慮するための築堤解析（自重解析）や、透水ゾーンに生じる浮力や遮水ゾーンに生じる浸透流による浸透力を考慮するための湛水解析等がこれに相当する。

・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解析（初期応力解析）。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、また塑性域の挙動も評価する場合に用いられる地震時保有水平耐力法などが該当する。

・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等の応答（変形や応力等）を求めようとする解析。地震応答解析においては、地震動を時刻歴波形として解析モデルに入力し、構造物等の変形や応力の変化を逐次求める方法（時刻

歴応答解析)、入力地震動により構造物に生じる最大応答を求める方法(応答スペクトル法)、振動系の固有値解析により系の固有振動数と基準振動モードを求め、各基準振動モードの線形結合(重ね合わせ)により系の応答を算出する方法(周波数応答解析)などがある。なお、損傷過程を詳細に調べる必要がある場合には、構造物の非線形挙動等の詳細なモデル化の導入が可能な時刻歴応答解析が有効と考えられる。

・等価線形化法

非弾性復元力特性をもつ材料または部材からなる構造物等の動的応答を周期およびエネルギー散逸が等しくなるような剛性(等価剛性)と粘性減衰(等価減衰定数)をもつ線形系に置き換えて解析する手法。非弾性構造系の解析を簡易化できる利点がある*。なお、指針(案)においては、特に堤体材料がその応力とひずみの関係において非線形性ととともに塑性を有するフィルダム本体の照査において、まず、すべり破壊に対する安定性を検討する際の地震応答解析の手法のひとつとして、この方法を用いた動的解析をとりあげている。

*土木学会『土木用語大辞典』(1999)

・塑性変形解析

応力とひずみの関係が線形とみなせる領域(弾性域)を超えた状態(塑性域)における材料や部材の変形、または非弾性復元力特性をもつ材料(塑性材料)や部材の変形を求める解析。

なお、指針(案)においては、特にフィルダム本体の照査において、すべり破壊等による損傷が予想される場合にそのすべり等による沈下量等の変形量を求める解析(Newmark 法などによるすべり変形量の算定法や、有効応力解析による動的弾塑性解析など)を総じてこのように呼んでいる。

・ニューマーク(Newmark) 法

すべり土塊を剛体として考え、すべり面に応力ひずみの関係として剛塑性を仮定し、すべり土塊の滑動変形量を算定する方法。現実の土は揺れに対して強い非線形性を示し、この Newmark 法は厳密な手法ではないが、入力パラメータの設定が円弧すべり計算法の延長で容易に計算できることから、盛土やフィルダムの堤体の変形性能を評価する手法として用いられている。

・液状化

飽和した緩い砂等が、地震による激しい繰り返しせん断応力を受けることによって粒子の噛み合わせが外れ、間隙水圧が上昇して有効応力が減少し、せん断強さを失う現象*。ダムの場合、岩盤を基礎地盤として建設される通常のダムでは液状化のおそれはないため、その影響を考慮する必要はない。ただし、未固結の堆積層を基礎地盤とするロックフィルダムや、堤体の締め固めが十分でないか砂層を基礎地盤とするようなアースダム等で、液状化により堤体または基礎地盤の著しい強度低下が生じるおそれがあると判断される場合には、その影響を考慮した検討が必要となる。

*土木学会『土木用語大辞典』(1999)

・有効応力解析

土の破壊が土の構造骨格の破壊を意味することから、有効応力に基づいて土構造物の破壊を論じる解析手法。この手法では、土のせん断強度 τ_f をせん断面上に作用する破壊時の有効垂直応力 σ' と有効応力に関する強度定数 c' 、 ϕ' との関数として、次式で表

される。

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

このせん断強度式を用いて斜面や基礎などの安定解析を行う。この解析では破壊時に土中に発生する間隙水圧を推定する必要があるが、正確な推定が困難な場合で実用上非排水とみなされる問題に対しては全応力に関して破壊を論じる全応力解析法を用いる場合が多い*。

*土木学会『土木用語大辞典』(1999)

・線形動的解析

材料に生じるひずみと応力の関係が線形（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。指針（案）では、特にコンクリートダム本体やゲートの照査において、まず、材料（コンクリートや鋼材）を近似的に線形弾性体とみなして地震動による動的応答を求めるための解析手法として位置づけている。

・分布型クラックモデル

コンクリートの引張変形挙動を考える場合、その非均質性のために、最初は至る所に微細ひび割れが発生し、その後もっとも弱い部分に損傷が集中して微細ひび割れ累積領域を形成し、ついには破断する。この非線形領域のひずみ分布は複雑な分布形をしているが、そのひずみのある幅に均等に分布させ、その領域以外は弾性と考えたモデルが分布型クラック（ひび割れ）モデル（smeared crack model）である。

コンクリートダム本体の照査において、引張亀裂の発生による損傷過程を考慮した非線形動的解析において適用可能と考えられるモデルのひとつ。

・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時の動水圧は、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となる。この時に付加する質量を貯水による付加質量と呼ぶ。付加質量は一般に付加質量マトリックスで表されるが、近似的には集中質量で表すことも多い。