

ISSN1346-7328
国総研資料 第244号
平成17年3月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.244

March 2005

大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料

河川研究部 ダム研究室

Water Management and Dam Division
River Department

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料

猪股純¹⁾ 安田成夫²⁾ 金銅将史³⁾ 佐野貴之⁴⁾ 吉岡英貴⁵⁾ 川崎秀明⁶⁾ 平山大輔⁷⁾ 稲垣謙司⁸⁾
永山功⁹⁾ 山口嘉一¹⁰⁾ 佐々木隆¹¹⁾ 富田尚樹¹²⁾ 佐藤弘行¹³⁾ 金縄健一¹⁴⁾

Technical Note on Seismic Performance Evaluation of Dams against Large Earthquake

要旨：

国土交通省では、ダムの耐震性能をレベル2地震動（当該ダム地点で現在から将来にわたって考えられる最大級の強さをもつ地震動）を想定して照査するため、レベル2地震動に対して確保すべきダムの震性能やレベル2地震動の設定方法、また地震応答解析を用いた照査方法などについて検討を重ねてきた。

本資料は、2005年3月に試行の運びとなった『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)』とともに、それに基づき照査を行う際に実務面で参考になると思われる技術的事項等を取りまとめた参考資料を収録したものである。

キーワード：ダム、レベル2地震動、耐震性能評価、指針

Synopsis：

In order to evaluate seismic performance of dams against level 2 earthquake motions (defined as the maximum class strong earthquake motions that could occur at present or in the future), Ministry of Land, Infrastructure and Transport has examined the performance required against level 2 earthquake motions, and methods to set level 2 earthquake motions and to evaluate the seismic safety by earthquake response analysis.

This Note shows “Guideline for the Seismic Performance Evaluation of Dams against Large Earthquake (Draft)” which was published in March 2005, and technical points which can be referenced in practice.

Key Words : Dam, Level 2 earthquake motion, Seismic Evaluation, Guideline

河川研究部 ダム研究室

Water Management and Dam Division, River Department

- | | | |
|---------------|---------------------------|---------------------------|
| 1) 河川研究部長 | 6) 前 ダム研究室室長 | 11) 独) 土木研究所ダム構造物チーム主任研究員 |
| 2) ダム研究室室長 | 7) 前 ダム研究室主任研究官 | 12) 独) 土木研究所ダム構造物チーム研究員 |
| 3) ダム研究室主任研究官 | 8) 前 ダム研究室研究官 | 13) 独) 土木研究所ダム構造物チーム研究員 |
| 4) ダム研究室研究官 | 9) 独) 土木研究所水工研究グループ長 | 14) 独) 土木研究所ダム構造物チーム研究員 |
| 5) ダム研究室研究員 | 10) 独) 土木研究所ダム構造物チーム上席研究員 | |

まえがき

1995年の兵庫県南部地震から10年が経過した。多数の土木構造物が被害を受けた同地震以降、大地震時における構造物の耐震安全性を当該地点で現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動、いわゆるレベル2地震動を考慮した上で評価すべきとの考え方が提唱され、各種基準・指針類の改訂等が進められるとともに、地震観測体制の整備が進められてきた。

わが国のダムについては、幸いこれまで下流域に人的・物的被害をもたらすような地震被害を被っていないが、近年の地震では従来の想定を超える地震動も観測されるようになってきている。

このようなことから、国土交通省では、現行の設計基準に基づき設計されたダムの耐震性能を、レベル2地震動を想定して照査するため、学識経験者を含む委員会として、ダム耐震検討会（委員長：大町達夫東京工業大学大学院総合理工学研究科教授）を（財）ダム技術センターに設置し、レベル2地震動に対して確保すべきダムの耐震性能やレベル2地震動の設定方法、また地震応答解析を用いた照査方法などについて検討を重ね、レベル2地震動に対するダムの耐震性能照査方法についてその原案をとりまとめた。

本資料は、この委員会による検討成果も踏まえて、国土交通省がまとめた『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）』を紹介するとともに、同指針（案）に基づき照査を行う際、実務面で参考となると思われる技術的事項等をダム耐震検討会での議論を踏まえ、国土交通省国土技術政策総合研究所および独立行政法人土木研究所の責任で別途とりまとめた参考資料を収録したものである。

なお、レベル2地震動を想定した大規模地震に対するダムの耐震性能照査方法については、これまでの検討によっても依然残されている課題も少なくない。このため、指針（案）は現段階では未だ「試行」という位置づけであり、その確立を目指し、今後とも適用性等について継続して検討していく段階のものである。

また、参考資料に収録した内容は、特に技術水準の向上において日進月歩的側面が強い地震工学やダム工学（数値解析技術）の分野において、現時点までの知見、また限られた期間内での分析・検討結果に基づき、照査に有用と思われる情報を一例示として紹介したものにすぎず、今後とも、関係分野の調査研究成果に基づき得られる新たな知見を踏まえ、随時追加・改訂を行っていくべきものと考えている。

なお、参考資料においては、ダムの損傷過程を照査に検討するための地震応答解析の手法についても紹介しているが、実務上の留意点として、これら数値解析により得られた結果の評価にあたっては、前提条件いかんにより評価しうる結果の精度には自ずと限界があることも忘れてならない。いたずらに数値を過信することなく、指針（案）の考え方を踏まえた適切な技術的判断が肝要である。

本資料の活用には以上のような趣旨を十分理解され、適切な配慮をいただくようお願いする。

最後に、指針（案）の策定に至る過程で熱心にご意見、ご助言をいただいた委員長はじめ各委員の方々の名を記し、深く感謝の意を表します。

平成15・16年度 耐震検討会関係者 名簿

(★委員長, ◎委員, ○出席者)

		耐震検討会	関連構造物分科会	補修補強分科会
有識者	大町 達夫 東京工業大学大学院総合理工学研究科 教授	★		★
	渡邊 啓行 埼玉大学工学部建設工学科 教授(故人)	◎		
	龍岡 文雄 東京理科大学理工学部土木工学科 教授	◎		
	魚本 健人 東京大学生産技術研究所都市基盤安全工学国際研究センター 教授	◎		
	小長井一男 東京大学生産技術研究所人間・社会大部門 教授	◎		
	藤野 陽三 東京大学工学系研究科社会基盤工学専攻 教授	◎	★	
	阿部 雅人 東京大学工学系研究科社会基盤工学専攻 助教授		◎	
	吉田 純司 山梨大学工学部土木環境工学科 助教授		◎	
	椎名 正樹 社団法人ダム・堰施設技術協会技術委員		◎	
	大村 尚輝 社団法人ダム・堰施設技術協会技術委員		◎	
	佐々木章文 (元)社団法人ダム・堰施設技術協会技術委員		◎	
	賀谷 丈茂 (元)社団法人ダム・堰施設技術協会技術委員		◎	
行政関係者	柳川 城二 国土交通省河川局治水課長	○		
	望月 常好 (元)国土交通省河川局治水課長	○		
	金尾 健司 国土交通省河川局治水課河川整備調整官	○	◎	○
	池内 幸司 (元)国土交通省河川局治水課河川整備調整官	○	◎	○
	塚原 浩一 国土交通省河川局治水課企画専門官	○	◎	○
	田村 秀夫 (元)国土交通省河川局治水課企画専門官	○	◎	○
	山田 哲也 国土交通省河川局治水課課長補佐	○	◎	○
	上谷 昌史 (元)国土交通省河川局治水課課長補佐	○	◎	○
	一法師隆充 国土交通省河川局治水課技術開発係長	○	◎	○
	藤田 正 (元)国土交通省河川局治水課技術開発係長	○	◎	○
	坪香 伸 国土交通省河川局河川環境課長	○		
	小平 卓 国土交通省河川局河川環境課企画専門官	○		○
	岡村 幸弘 国土交通省河川局河川環境課課長補佐	○		○
	渡辺 和弘 国土交通省総合政策局機械施工企画課機械施工企画官		◎	
	猪股 純 国土技術政策総合研究所河川研究部長	◎		
	安田 成夫 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室長	◎	◎	◎
	川崎 秀明 (元)国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室長	◎	◎	◎
	金銅 将史 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室主任研究官	◎	◎	◎
	平山 大輔 (元)国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室主任研究官	◎	◎	
	片岡正次郎 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室主任研究官	◎		
	永山 功 独立行政法人土木研究所水工研究グループ長	◎		
	山口 嘉一 独立行政法人土木研究所水工研究グループ(ダム構造物)上席研究員	◎		◎
	林 輝 独立行政法人土木研究所技術推進本部(先端技術)主席研究員		◎	
	吉田 正 (元)独立行政法人土木研究所技術推進本部(先端技術)主席研究員		◎	
	佐々木 隆 独立行政法人土木研究所水工研究グループ(ダム構造物)主任研究員	◎	◎	◎
	自閑 茂治 独立行政法人水資源機構ダム事業部設計課長	◎		
	北村 匡 独立行政法人水資源機構管理事業部管理企画課長			◎
	佐藤 信光 独立行政法人水資源機構技術研究研修センター地質研究室長兼研究役	○	◎	
事務局	入江 洋樹 財団法人ダム技術センター理事長	○		
	松本 徳久 財団法人ダム技術センター理事	○	○	○
	塩入 淑史 財団法人ダム技術センター参与	○		○
	高須 修二 財団法人ダム技術センター参与	○	○	
	米崎 文雄 財団法人ダム技術センター技術第二部長	○		○
	貫名 功二 財団法人ダム技術センター企画課長	○		○
	渡辺 政利 財団法人ダム技術センター技術第一部上席参事	○		○
	川崎 正信 財団法人ダム技術センター技術第三部参事	○		○
	長谷川欣之 財団法人ダム技術センター技術第一部副参事	○	○	
	石田 知謙 財団法人ダム技術センター技術第一部副参事	○		○
	服部 敦 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室主任研究官	○		
	佐野 貴之 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室研究官	○	○	○
	安中 正 東電設計株式会社技術開発本部地震・地震動解析専門職	○		

(以上、敬称略)

目 次

I 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説	1
II 指針（案）に係る参考資料	30
参考資料 1 指針（案）・同解説の補足説明資料	31
資料 1-1 想定地震の選定にあたり調査すべき文献資料等	32
資料 1-2 想定地震の選定にあたり考慮すべき地震の種類	33
資料 1-3 ダムの距離減衰式	34
資料 1-4 ダムの距離減衰式に含まれる各種パラメータの設定方法	39
資料 1-5 ダムサイトにおける地震動の各種推定手法とその特徴	45
資料 1-6 加速度応答スペクトルに適合する時刻歴波形の作成方法	46
資料 1-7 照査用下限加速度応答スペクトル	48
資料 1-8 コンクリートダム本体の照査における地震応答解析	50
資料 1-9 コンクリートダム本体の照査における材料物性値の設定における留意点	54
資料 1-10 フィルダム本体の照査における地震応答解析	65
資料 1-11 フィルダム本体の照査における材料物性値の設定における留意点	71
資料 1-12 フィルダム本体の照査における浸透破壊に対する安全性の検討	75
資料 1-13 フィルダム本体の照査における液状化判定	77
資料 1-14 照査対象とする関連構造物等の選定の考え方	79
資料 1-15 ゲート等の照査において許容される限界の状態	81
資料 1-16 ゲート（扉体等）の照査における地震応答解析	83
資料 1-17 ゲート等の照査における座屈および塑性化の評価	86
資料 1-18 クレストゲート門柱部の照査	89
資料 1-19 ゲート以外の各種関連構造物等の照査	92
参考資料 2 指針（案）に基づく照査例	95
資料 2-1 ダム地点における照査用レベル 2 地震動の設定例	96
資料 2-2 ダム本体の照査例	107
資料 2-3 関連構造物等の照査例	152
参考資料 3 その他の参考資料	186
資料 3-1 照査用地震動作成に用いる原種波形の例	186
資料 3-2 用語解説	189

I 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説

大規模地震に対する
ダム耐震性能照査指針(案)
・ 同解説

平成 17 年 3 月
国土交通省河川局

目 次

1 章 基本事項

- 1. 1 本指針の趣旨
- 1. 2 用語の定義
- 1. 3 適用範囲
- 1. 4 耐震性能の照査の基本
- 1. 5 耐震性能
- 1. 6 耐震性能の照査において考慮する貯水位

2 章 耐震性能の照査に用いる地震動

- 2. 1 想定地震の選定
- 2. 2 耐震性能の照査に用いるレベル2地震動の設定

3 章 ダム本体の耐震性能の照査

- 3. 1 ダム本体の耐震性能の照査方針
- 3. 2 コンクリートダム本体の耐震性能の照査
- 3. 3 フィルダム本体の耐震性能の照査

4 章 関連構造物等の耐震性能の照査

- 4. 1 耐震性能の照査の対象とする関連構造物等
- 4. 2 関連構造物等の耐震性能の照査

1章 基本事項

1. 1 本指針の趣旨

本指針は、レベル2地震動を想定して、大規模地震に対するダムの耐震性能を照査するための標準的な考え方を示したものである。

【解説】

世界有数の地震国であるわが国は、過去幾度となく大規模地震により多大な被害を被ってきた。特に1995年1月の兵庫県南部地震（阪神淡路大震災）を契機として大規模地震時における土木構造物の安全性の確保に対する社会的要請は従来にも増して高まっており、将来発生しうる大規模地震に対する各種構造物の安全性の評価に関する調査研究がダム分野を含む各方面で精力的に行われている。

このような調査研究の中で、例えば、土木学会からは土木構造物の耐震基準に関する3次にわたる提言（1995年、1996年、2000年）が示され、構造物の耐震性能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持つ地震動として定義されたレベル2地震動を設定して照査することとしている。

現在わが国におけるダムの耐震設計は、『河川管理施設等構造令』（以下、「構造令」という。）に基づき、ダムの自重に地域ごとに経験的に定められた一定の設計震度を乗じて算定される慣性力等を水平地震力として考慮する方法（以下、「震度法」という。）により行われている。この震度法で設計されたわが国のダムは、兵庫県南部地震後の評価において、同地震時に震源近傍のダムで観測された地震動記録をもとに、同地震によりダムサイトとなりうる岩盤に生じたと推定された最大の強さの地震動に対しても十分な耐震性を有していることが確認されている。しかしながら、その後の地震観測体制の整備等に伴い、これを上回る強さの地震動も観測されるようになってきている。

幸いながら、わが国のダムではこれまで下流域に人的・物的被害をもたらすような地震被害を被っていないが、このような事情を勘案すると、各ダム地点において、土木学会の提言において示されたようなレベル2地震動を具体的に設定し、そのような非常に強い地震動に対する当該ダムの安全性について合理的に照査を行う必要がある。

また、構造物全般を対象として、構造設計に係わる技術標準の策定・改訂の基本的方向を示した国土交通省の『土木・建築にかかる設計の基本』（2002年）では、構造物の目的に応じた耐震性能およびそれに対する地震動レベルを設定することとしている。

本指針は、以上のような点を踏まえ、レベル2地震動に対して確保すべきダムの耐震性能とその合理的な照査の方法を明らかにする必要性から策定するに至ったものである。

なお、本指針は、現時点における知見に基づくものであり、今後、新たな知見が得られ、より合理的な照査手法等が開発された場合には、その採用を妨げるものではない。

1. 2 用語の定義

本指針に用いる用語の定義は、次のとおりとする。

(1) 地震動

地震が発生し、地震波が伝播する際、その経路に当たる地盤に生ずる振動

(2) レベル2地震動

ダム地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動

(3) ダム本体

ダムの堤体および堤体と接する部分の基礎地盤

(4) 関連構造物等

ダム本体またはその周辺に設置され、ダムの機能を担う各種の構造物や設備で、ダム本体に含まれないもの

(5) 地震応答解析

地震による構造物や地盤の応答を推定、評価するための解析の総称

【解説】

上記に示した用語のうち、(3)「ダム本体」、および(4)「関連構造物等」については、本指針の構成上、照査対象をこれら2つに大別してその耐震性能を照査する方法を示す関係から定義したものである。

「ダム本体」は、堤体のほか、基礎地盤のうち堤体と接する部分を含むものであり、その照査方法は3章に示している。「ダムの本体」に、堤体と接する部分の基礎地盤を含むこととしたのは、それがダムの耐震性能を照査する上で必要な部分と考えられるためである。

また、「関連構造物等」は、放流設備や各種の管理設備等であり、その照査方法は4章に示している。

1. 3 適用範囲

本指針は、次に掲げるダム以外の重力式コンクリートダム、アーチ式コンクリートダム、土質遮水壁型ロックフィルダムおよびアースダムのダム本体および関連構造物等の耐震性能の照査に適用する。

- (1) 土砂の流出を防止し、および調節するため設けるダム
- (2) 基礎地盤から堤頂までの高さが15メートル未満のダム

【解説】

本指針は、コンクリートダムとしては施工事例の多い重力式ダムおよびアーチ式ダム、また、フィルダムとしては同様に土質遮水壁型ロックフィルダムおよびアースダムに適用するものとした。

なお、それ以外の形式のダムについては、その照査方法に関する今後の調査研究の進展を踏まえ、本指針に必要な改訂を加えた後に適用する予定である。

なお、構造令における取り扱いと同様、(1) 土砂の流出を防止し、および調節するため設けるダムや(2) 基礎地盤から堤頂までの高さが15m未満のダムについては本指針を適用しないこととしている。

1. 4 耐震性能の照査の基本

ダムの耐震性能の照査は、レベル2地震動に対し、所要の耐震性能が確保されていることを確認することを目的として行う。

【解説】

本節は、ダムの耐震性能の照査における基本的な考え方を示したものである。

ダムの耐震性能の照査は、ダム地点ごとに個別にレベル2地震動を設定した上で、そのレベル2地震動に対し、ダム本体および関連構造物等において1.5に示す所要の耐震性能が確保されていることを確認することを目的として行う。

1. 5 耐震性能

レベル2地震動に対するダムの耐震性能は、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する。

なお、貯水機能が維持されることとは、制御できない貯水の流出が生じないことをいう。また、修復可能な範囲にとどまることとは、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いう。

【解説】

本節は、レベル2地震動が作用した場合にあっても、確保すべきダムの耐震性能を定義したものであり、レベル2地震動に対しては、一定の損傷を許容するとした上で、以下の2つの耐震性能を確保することを基本的な考え方としている。

1) 「貯水機能が維持されること」について

ダムは、著しい損傷などにより制御できない貯水の流出が生じた場合、下流域に対し甚大な被害を発生させるおそれがある。「貯水機能が維持されること」をレベル2地震動に対して確保すべき耐震性能としたのは、このようなおそれがないことを確認する必要があるためである。

2) 「生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」について

ダムは流域の治水・利水上極めて重要な機能を有する構造物であるが、地震により、適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で継続使用するための修復が困難となるような損傷が生じた場合、その機能を他の構造物で代替したり、すみやかに再建設したりすることは困難である。「生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」をレベル2地震動に対して確保すべき耐震性能としたのは、このようなおそれがないことを確認するためである。

1. 6 耐震性能の照査において考慮する貯水位

ダムの耐震性能の照査において考慮する貯水位は、常時満水位を基本とする。

なお、常時満水位より低い水位であっても、構造上、耐震性能を照査する上で別途考慮すべき水位条件を有するダムについては、常時満水位のほか当該水位についても照査を行う。

【解説】

1) 耐震性能の照査に用いる貯水位

照査にあたり考慮する貯水位は、供用中のダムにおいて通常時の状態として想定される水位の中で、地震が発生した場合にダムの構造物に対する影響が大きくなる水位である常時満水位を基本とすることとした。

なお、サーチャージ水位のように、洪水時において一時的に生じる貯水位については、

そのような水位が生じる洪水とレベル2地震動が同時に発生する可能性は極めて小さいと考えられるため、特に考慮しなくてもよいこととした。

2) 別途考慮すべき水位条件

ダム構造上、地震時におけるダムの応答が常時満水位時よりも大きくなる可能性のある貯水位が、ある程度の期間継続する可能性がある場合については、そのような貯水位についてもダムの耐震性能を照査する必要がある。このような貯水位としては、アーチ式コンクリートダムの最低水位等が考えられる。

2章 耐震性能の照査に用いる地震動

2. 1 想定地震の選定

照査に用いるレベル2地震動の設定にあたっては、あらかじめダム地点周辺において過去に発生した地震に関する情報や周辺に分布する活断層やプレート境界等の情報について文献資料等により十分な調査を行い、その結果に基づき、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震（以下「想定地震」という。）を選定する。

【解説】

照査に用いる地震動の設定にあたっては、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震を「想定地震」として選定する必要がある。

想定地震の選定は、当該ダムの周辺地域において過去に大きな被害をもたらした地震の再来の可能性、またダム地点周辺の活断層やプレート境界等の活動による地震発生の可能性等の観点から行う必要がある。

また、その際には、国または地域の防災計画に位置づけられている地震のうち、当該ダムに大きな影響を及ぼす可能性のある地震についても考慮する。以下に、想定地震の選定にあたっての具体的な考え方を示す。

1) 文献資料等の調査

想定地震の選定にあたっては、まず、当該ダム周辺において過去に発生した被害記録がある地震の調査を行う。なお、その震源断層に関する情報が十分得られていない地震についても、文献資料等により可能な限り抽出する。

また、当該ダムに大きな影響を与える地震を発生させる可能性のある活断層やプレート境界等に関する情報を文献資料等により収集する。その際、ダム地点周辺の第四紀断層調査の結果、活断層が確認されている場合はその情報も考慮する。

2) 想定地震の選定

上記1)の調査結果に基づき抽出された地震の中から「想定地震」を選定する。

この作業は、便宜上、ダムの基礎地盤における地震動記録をもとに経験的に得られている加速度応答スペクトルの距離減衰式（以下、「ダムの距離減衰式」という。）等を用い、ダム地点に生じる地震動の強さ（加速度応答スペクトル）を推定することにより行うことができる。

なお、地震動がダムに及ぼす影響は、地震動の加速度応答スペクトルだけでなく、地震動の継続時間などにも左右される。特にプレート境界で発生する規模の大きな地震による地震動は、活断層で発生する地震に比べて継続時間が長く、ダムに対して大きな影響を与える可能性がある。このようなことから、想定地震は、活断層で発生する地震あ

るいはプレート境界で発生する地震等の地震の種類やそれに伴う継続時間の違いなどによる影響についても勘案して選定する必要がある。

想定地震を1つに特定しがたい場合には、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある複数の地震を想定地震として選定する。

2. 2 耐震性能の照査に用いるレベル2地震動の設定

ダムの耐震性能の照査には、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動の加速度時刻歴波形（加速度応答スペクトルを推定した場合は、それに適合するもの）を用いることを基本とする。

ただし、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動よりも、以下に示す地震動による影響の方が大きいと予想される場合には、その影響についても考慮した上で、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震動を照査に用いる地震動として設定する。

(1) ダム地点またはその近傍で過去に実際に観測された最大の地震動

(2) 表—1に掲げる照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動

表—1 照査用下限加速度応答スペクトル（減衰定数=5%）

固有周期 T (sec) の範囲	加速度応答スペクトル S_A (gal)
$0.02 \leq T < 0.1$	$S_A = 400/0.08 \times (T - 0.02) + 300$
$0.1 \leq T \leq 0.7$	$S_A = 700$
$0.7 < T \leq 4$	$S_A = 700 \times (T/0.7)^{-1.642}$

【解説】

本節は、2. 1の方法により選定された当該ダムに関する想定地震を踏まえ、耐震性能の照査に用いるレベル2地震動を具体的に設定する方法について示したものである。

1) 想定地震による地震動の推定

想定地震によりダム地点において発生する地震動を推定する手法としては、①ダムの距離減衰式などの経験的方法、②経験的グリーン関数法や統計的グリーン関数法などの半経験的方法および③理論的方法などがある。

このうち、②半経験的方法においては断層やその破壊過程の特性を、また、③理論的方法ではさらに断層からダム地点までの地震動の伝播経路にあたる地盤の特性についても適切にモデル化する必要があるが、実際にはそのような情報が得られる断層は比較的限られている。この点を考慮し、少なくとも①経験的方法であるダムの距離減衰式による推定結果を得て、さらに、②半経験的方法や③理論的方法によって地震動が推定できる場合には、それらの推定結果も含め総合的に判断して適切な地震動を設

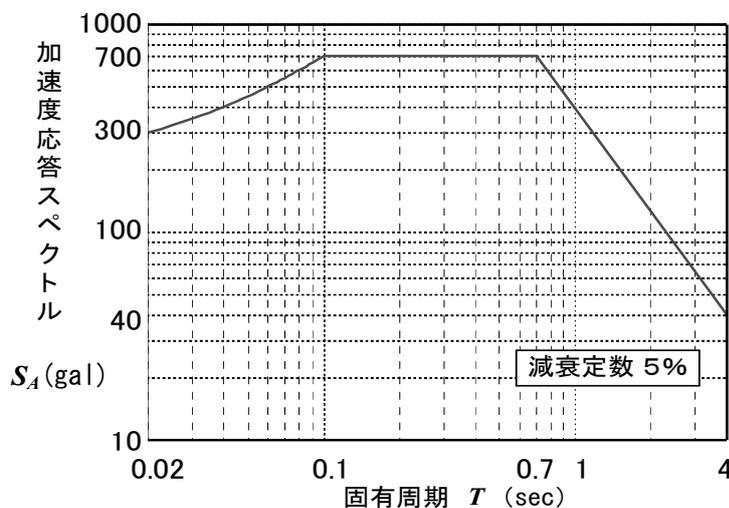
定する。

2) 過去に実際に観測された地震動および照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動との比較

ダムの耐震性能照査に用いるレベル2地震動は、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動によることを基本としても、(1) 過去にダム地点またはその近傍で実際に観測された最大の地震動や、(2) 照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動による影響の方が大きいと予想される場合には、それらについても考慮して照査に用いる地震動を設定する。

その際、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動が当該ダムに及ぼす影響と(1)や(2)の地震動が当該ダムに及ぼす影響の大きさは、それぞれの加速度応答スペクトルのほか、活断層で発生する地震あるいはプレート境界で発生する地震等の地震の種類やそれに伴う地震動の継続時間の違いなども考慮して比較する。

ここで、表—1に示した「照査用下限加速度応答スペクトル」は、地震の震源となる活断層が地表面に現れていない場合を想定して、最低限考慮すべき水平地震動を加速度応答スペクトルとして設定したものであり、これを図示すると解説図—1のとおりである。



解説図—1 照査用下限加速度応答スペクトル

3) 加速度応答スペクトルに適合する時刻歴波形の作成

想定地震によってダム地点において生じる地震動をダムの距離減衰式によって推定する場合、その地震動は加速度応答スペクトルとして推定されることとなる。

しかし、レベル2地震動に対するダムの耐震性能照査では、損傷過程を考慮したダムの地震応答を求めるため、推定された加速度応答スペクトルが有する地震動の周波数特性を保持しつつ、これに適合するよう位相特性に関する情報を付与した加速度時刻歴波形が必要となる。

この場合の位相特性は、実測により得られた地震動の加速度時刻歴波形（以下、こ

れを「原種波形」という。)により与える方法などが考えられる。

原種波形としては、当該ダム地点において、想定地震の震源として考慮している活断層やプレート境界等を震源とする過去の地震による強震記録が得られているときはそれを用い、その周波数特性をダムの距離減衰式により推定された加速度応答スペクトルに適合するよう調整することによりダム地点における地震動の加速度時刻歴波形を求めるのがよい。これは、想定地震として考慮すべき地震の震源特性やダム地点周辺の地盤の伝播経路特性等がその強震記録にある程度反映されていると考えられるためである。

しかし、そのような記録が得られていない場合は、過去の大規模地震時にダム基礎岩盤で得られている代表的な強震記録を原種波形とし、これをもとに、その周波数特性をダムの距離減衰式により推定された加速度応答スペクトルに適合するよう調整して得られる加速度時刻歴波形を用いることとしてよい。ただし、この場合には、加速度応答スペクトルによって表現される周波数特性だけでは考慮されない継続時間等の特性についても考慮された地震動となるよう、原種波形の選定にあたっては、選定された想定地震と同じ種類（活断層で発生する地震あるいはプレート境界で発生する地震等）で規模（マグニチュード）が同程度の地震により得られた強震記録を採用するなどの配慮が必要である。

3章 ダム本体の耐震性能の照査

3. 1 ダム本体の耐震性能の照査方針

ダム本体の耐震性能の照査は、ダム本体に損傷が生じたとしても、その貯水機能が維持されることをダムの構造特性に応じた適切な地震応答解析により確認するとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることを確認することにより行う。

【解説】

レベル2地震動に対するダムの耐震性能の照査では、1. 5に示したように、①ダムの貯水機能が維持されること、および②生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることの2点を確認する必要がある。

ダム本体に関する照査において、このうち、貯水機能が維持されるかどうかは、地震応答解析によって確認することとした。具体的な地震応答解析の方法は、コンクリートダムおよびフィルダムについてそれぞれ3. 2および3. 3に示している。

また、地震応答解析の結果からダム本体に何らかの損傷が予想される場合においては、地震応答解析の結果から予想される損傷の形態や程度を勘案し、適用可能と考えられる補修工法等を想定の上、所要の耐震性能を回復するのに要するものとして算定される経費、期間等が、当該ダムの状況に応じて妥当な範囲内であると判断される場合は修復可能であるとしてよい。

3. 2 コンクリートダム本体の耐震性能の照査

コンクリートダム本体の耐震性能の照査は、以下の手順により行うことを基本とする。

1. 線形動的解析を行い、その結果、地震時にダム本体に発生する応力が材料の強度を超えない場合には、ダム本体に損傷が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。
2. 上記 1. における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は、さらに損傷過程等を考慮した地震応答解析を行うものとする。その結果、ダム本体に損傷が生じたとしても、それが限定的なものにとどまる場合には、ダムの貯水機能は維持されるとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

【解説】

本節は、コンクリートダム本体の耐震性能を照査するための地震応答解析の方法およびその解析結果を踏まえた評価方法について示したものである。

コンクリートダム本体の照査の流れを、重力式コンクリートダムについては解説図—2に、アーチ式コンクリートダムについては解説図—3にそれぞれ示す。

1) 重力式コンクリートダム

重力式コンクリートダム本体の照査では、その材料特性上、一般に引張破壊に対する条件が最も厳しくなる。このため、特に引張破壊に対する安全性について確認することが重要となる。

ア. 線形動的解析

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。したがって、重力式コンクリートダム本体の耐震性能照査は、まず線形動的解析により行ってよい。

解析の結果、以下の①および②がともに満足されることが確認されれば、ダム本体に損傷を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てよい。

- 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。

イ. 損傷過程等を考慮した地震応答解析

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が必要となる。

このような解析の結果、以下の①および②がともに満足されることが確認されれば、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。

- 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。

なお、①の条件については、解析上、引張亀裂がダム本体を上下流面間に連続するものとなっても、その上部の堤体ブロック全体が不安定化しなければダムの貯水機能は維持されると考えられるが、安全側の判断として設定したものである。

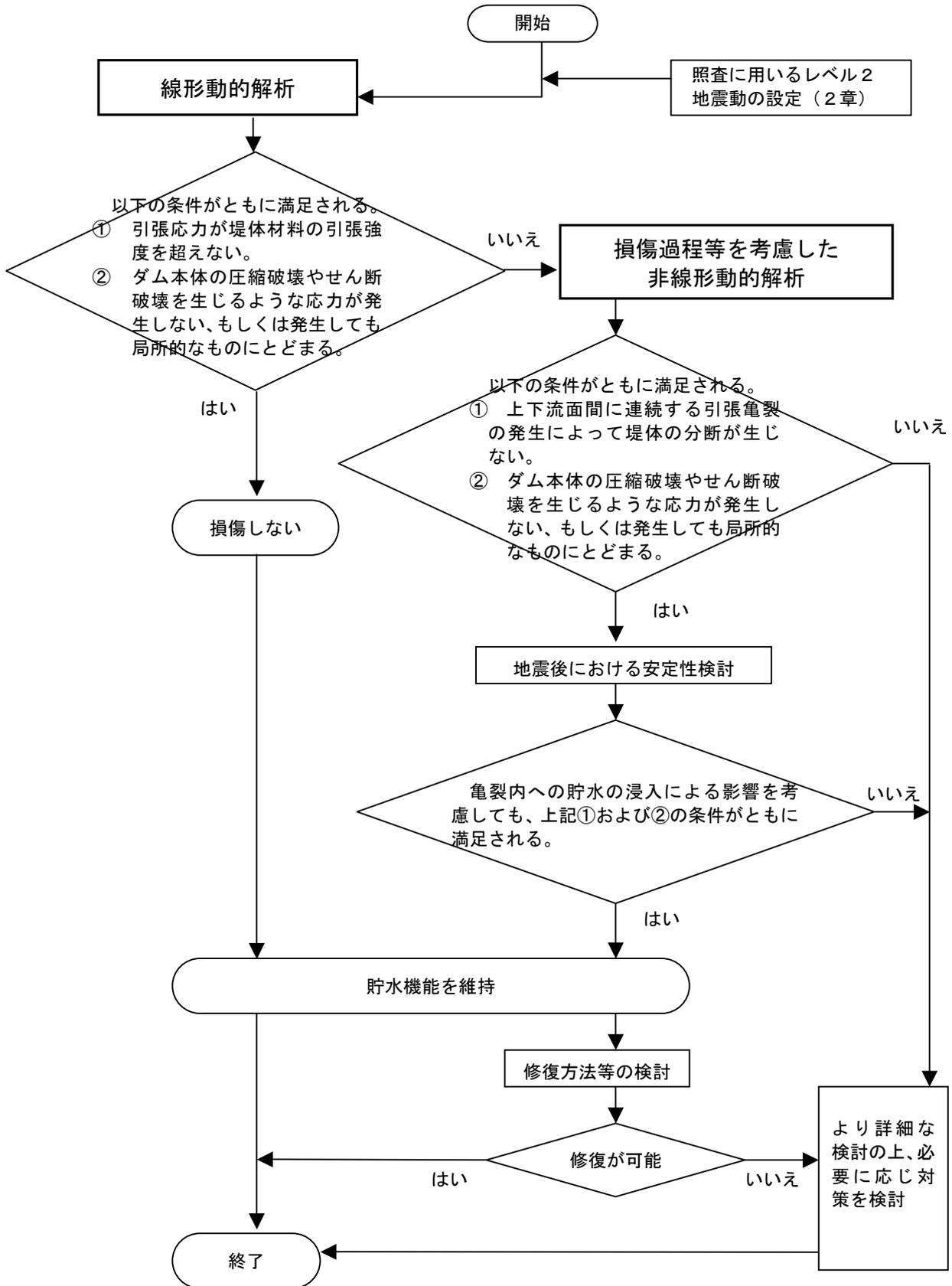
ダム本体に引張亀裂が生じるおそれがある場合、それが地震時には限定的なものにとどまっても、地震後に亀裂内に浸入する貯水の影響によりダム本体を分断するものとならないことを確認しておく必要がある。この検討は、亀裂内における揚圧力の発生を考慮した静的解析により行うことができる。

解析の結果、上記①および②の条件が満足されることが確認されれば、地震後においても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られるため、貯水機能は維持されるものとしてよい。

ウ. その他

以上の検討によっても所要の耐震性能が確保されることを確認できない場合には、上下流面間に連続する引張亀裂が生じた場合における上部の堤体ブロックの安定性を検討するなど、さらに詳細な検討が必要となる。

なお、このような検討を含めた照査の結果、堤体の上下流面間に連続する引張亀裂の発生などによりダムの耐震性能が確保されないと判断される場合には、別途、対策の検討が必要となる。



解説図—2 重力式コンクリートダム本体の耐震性能の照査の流れ

2) アーチ式コンクリートダム

アーチ式コンクリートダム本体の照査では、その構造上、継目の挙動を適切に考慮することが重要であるほか、材料および応答特性上は一般に引張破壊に対する条件が最も厳しくなることから、堤体の引張破壊に対する安全性について確認することが重要となる。

ア. 線形動的解析

アーチ式コンクリートダム本体の照査は、重力式コンクリートダムと同様、まず応力とひずみの関係が近似的に線形であるとし、ダム本体を線形弾性体として取り扱う線形動的解析により行ってよい。

解析の結果、以下の①および②がともに満足されることが確認されれば、ダム本体に損傷を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てよい。

- 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。

イ. 損傷過程等を考慮した地震応答解析

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によって、生じる損傷が限定的なものにとどまることを確認する必要がある。

この場合、アーチ式コンクリートダムでは、構造上、隣接ブロック間のアーチ推力の伝達が重要な役割を果たしているため、ブロック間の応力伝達を受け持つ横継目や周辺継目の挙動を適切に考慮できる非線形動的解析が必要となる。なお、このような継目の挙動を考慮しても、地震時においてダム本体に発生する応力が材料の強度を超える場合には、重力式コンクリートダム同様、引張破壊による損傷が生じることも考えられる。このような場合には、継目の挙動を考慮した上で、引張破壊による損傷過程も考慮する必要がある。

このような解析の結果、以下の①および②がともに満足されることが確認されれば、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。

- ① 上下流面間に連続する継目の開きや引張亀裂によってダム本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。

なお、継目の挙動を考慮した非線形動的解析にあたっては、算定される継目の開きが、キーや止水板の構造上、適切な範囲内にとどまっていることをあわせて確認しておく必要がある。

ダム本体に継目の開きや引張亀裂が生じるおそれがある場合、それが地震時には限定的なものにとどまっても、地震後に開口した継目や亀裂内に浸入する貯水の影響によりダム本体を分断するものとならないことを確認しておく必要がある。この検討は、開口した継目や亀裂内における揚圧力の発生を考慮した静的解析により行うことができ

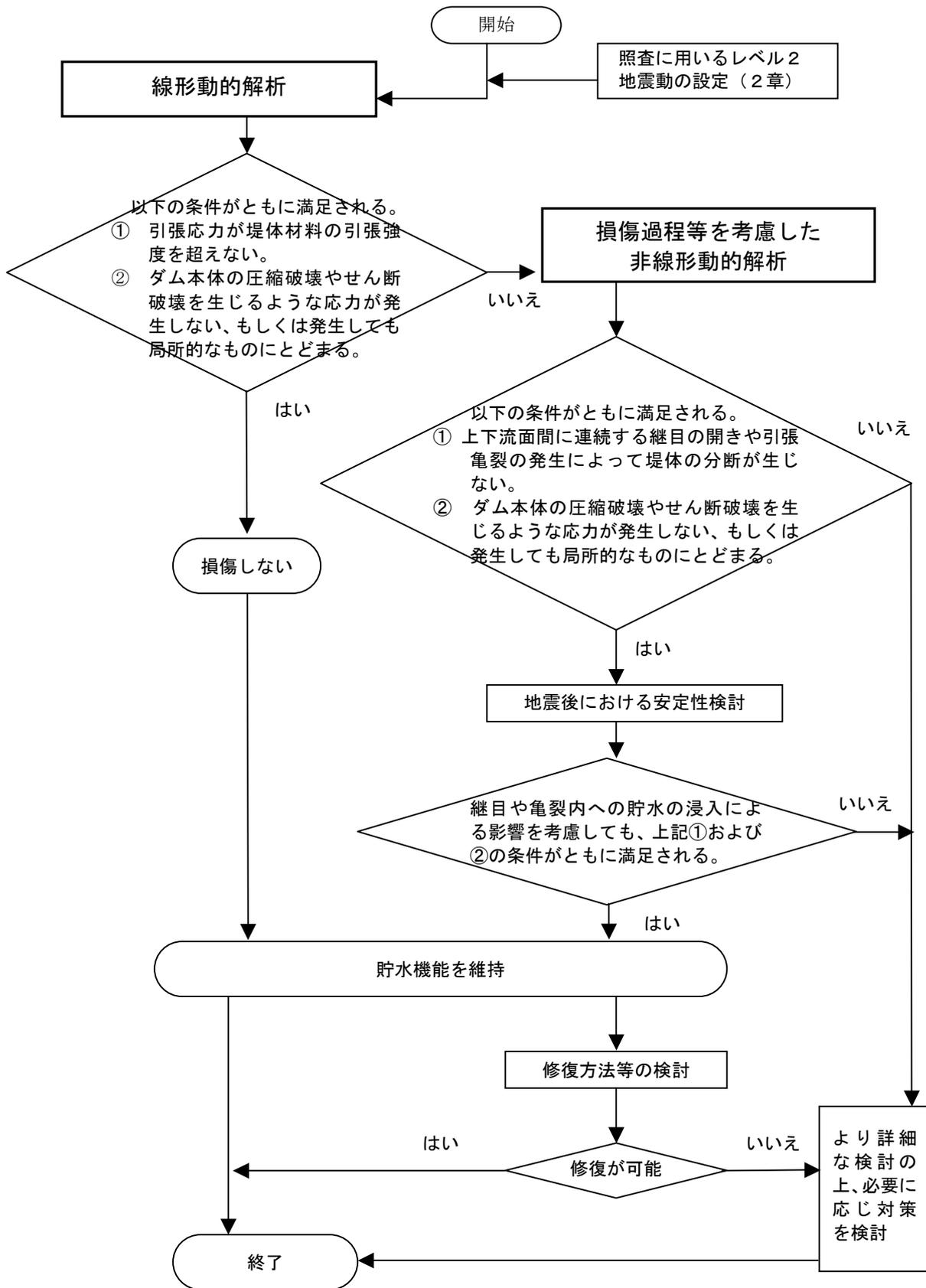
る。

解析の結果、上記①および②の条件が満足されることが確認されれば、地震後においても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られるため、貯水機能は維持されるものとしてよい。

ウ. その他

以上の検討によっても所要の耐震性能が確保されることを確認できない場合には、上下流面間に連続する継目の開きや引張亀裂が生じた場合における上部の堤体ブロックの安定性を検討するなど、さらに詳細な検討が必要となる。

なお、このような検討を含めた照査の結果、堤体の上下流面間に連続する継目の開きや引張亀裂の発生などによりダムの耐震性能が確保されないと判断される場合には、別途、対策の検討が必要となる。



解説図—3 アーチ式コンクリートダム本体の耐震性能の照査の流れ

3. 3 フィルダム本体の耐震性能の照査

フィルダム本体の耐震性能の照査は、以下の手順により行うことを基本とする。

なお、地震動によりその強度低下を生じる可能性のある堤体材料または基礎地盤を有するフィルダムについては、地震時における堤体材料または基礎地盤の強度低下について考慮する。

1. 等価線形化法等による動的解析を行い、その結果、地震時にすべり破壊が生じないと判断される場合は、ダム本体の損傷が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。
2. 上記1. における等価線形化法等による動的解析の結果、ダム本体の損傷が生じるおそれがある場合には、さらに1. による解析結果を用いた塑性変形解析により、地震によるすべり等の変形を推定する。その結果、変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがない場合には、ダムの貯水機能は維持されるとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

【解説】

本節は、フィルダム本体の耐震性能を照査するための地震応答解析の方法およびその解析結果を踏まえた評価方法について示したものである。

フィルダム本体の照査の流れを解説図—4に示す。

1) 等価線形化法等による動的解析

フィルダムの堤体材料である粗粒材料や土質材料は、応力とひずみの関係において非線形性を有するとともに塑性を有する材料であるため、フィルダム本体の耐震性能の照査は、その特性を考慮した動的解析により行うこと望ましい。しかし、本指針では、既往の実績も多く実用上妥当な挙動予測を行うことができる等価線形化法による動的解析を行ってもよいこととした。

なお、等価線形化法等による動的解析は、地震直前の初期状態における応力および変形状態を踏まえて行う必要があるため、あらかじめ築堤過程や湛水過程を考慮して初期状態における応力および変形状態を設定しておく必要がある。

すべり破壊に対する安定性は、最もその安全性が低くなるすべり面に対して評価する必要があるため、等価線形化法等による動的解析の結果から得られた慣性力を用い、堤体あるいは必要に応じ基礎地盤を含め、すべり破壊が生じる可能性を考慮した多数のすべり面に沿って検討する。なお、すべり面の形状としては、ダム基礎地盤に弱層が存在する場合などを除き、一般に円弧を想定してよい。

ここで、未固結の堆積層を基礎地盤とするロックフィルダム、堤体の締め固めが十分でないか、もしくは地震動により液状化して著しくその強度が低下する可能性がある砂層を基礎地盤とするアースダム等、地震動により堤体材料や基礎地盤の強度が著しく低下する可能性のあるフィルダムについては、等価線形化法等による動的解析の結果に基

づき、液状化に対する安全率 (F_L 値) による液状化判定を行う。

その結果、液状化等による著しい強度低下が生じるおそれがない、あるいは生じても局所的なものにとどまるフィルダムでは、せん断力の総和がせん断抵抗力を超えない、あるいはすべり面上の土塊に作用するすべりモーメントが抵抗モーメントを超えない場合には、すべり破壊が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

なお、2章により設定したレベル2地震動は、ダム基礎岩盤相当の地盤におけるものであるため、岩盤を基礎としないフィルダム (特にアースダムに多い。) の照査では、地震応答解析に用いる入力地震動は、表層地盤における地震動の増幅特性が適切に考慮されたものとする必要がある。

2) 塑性変形解析

ア. 越流に対する安全性の照査

等価線形化法等による動的解析の結果、すべり等による塑性変形が生じるおそれがある場合には、まず、塑性変形に伴う堤体の沈下により貯水の越流が生じないことを確認する必要がある。これは、フィルダムでは、堤体からの越流が生じた場合、堤体材料の流出により貯水機能が維持されないおそれがあるためである。

フィルダムのすべりによる残留変形量は、等価線形化法等による動的解析結果をもとに、想定する土塊に作用する慣性力とすべり面沿いの抵抗力を踏まえて、塑性変形解析により算定することができる。

なお、レベル2地震動に対する塑性変形解析では、堤体材料の強度特性を適切に評価して考慮する必要がある。塑性変形解析により、ある程度大きな変形量が算定される場合には、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮する必要があるが、算定されるすべり変形量が比較的小さな範囲では、通常の三軸圧縮試験によって得られたピーク強度を用いて評価してもよい。

以上のような塑性変形解析の結果、すべり変形による沈下が堤体からの越流に対して十分安全な程度に小さいものとして許容される範囲にとどまる場合には、堤体からの越流が生じるおそれはないものと考えてよい。

ここでは、許容される範囲としては、設計上見込まれている付加高さ以内とすることが基本となる。なお、構造令に基づいて設計されたフィルダムにおいては、フィルダム堤体からの越流がダムの致命的な破壊をもたらすことを踏まえ、コンクリートダムと同様の考え方に基づいて算出した付加高さにさらに1mを加えた高さが確保されているため、沈下量が1m以内であれば十分な余裕を持って許容されると考えてよい。

なお、沈下の形態としては、すべりに伴うものとともに、いわゆる揺すり込みによるものが考えられる。しかし、岩盤ないしは粗粒材料と同等かそれ以上の力学特性を有する基礎地盤の上に、十分に締め固められ、かつ厳密に管理されて築造されている通常のロックフィルダムでは、揺すり込みによる沈下はすべりによる沈下に比べ相対的に十分小さいものと考えられるため、これを別途考慮しなくても差し支えない。アースダムについても、堤体が十分に締め固められ、かつ厳密に施工管理されている場合には同様に

考えてよい。

イ. 浸透破壊に対する安全性の照査

すべり等による変形が生じるおそれがある場合には、越流に対して沈下量が許容される範囲にとどまると考えられる場合であっても、すべり面の位置や変形量を勘案して、貯水による浸透破壊が生じないことをあわせて確認する必要がある。

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であるが、想定されるすべり面の始点が貯水位より高い場合、あるいは土質遮水壁型のロックフィルダムにおいて遮水ゾーンを貫通するすべり面の発生が想定されない場合には、浸透破壊が生じるおそれはないとしてよい。

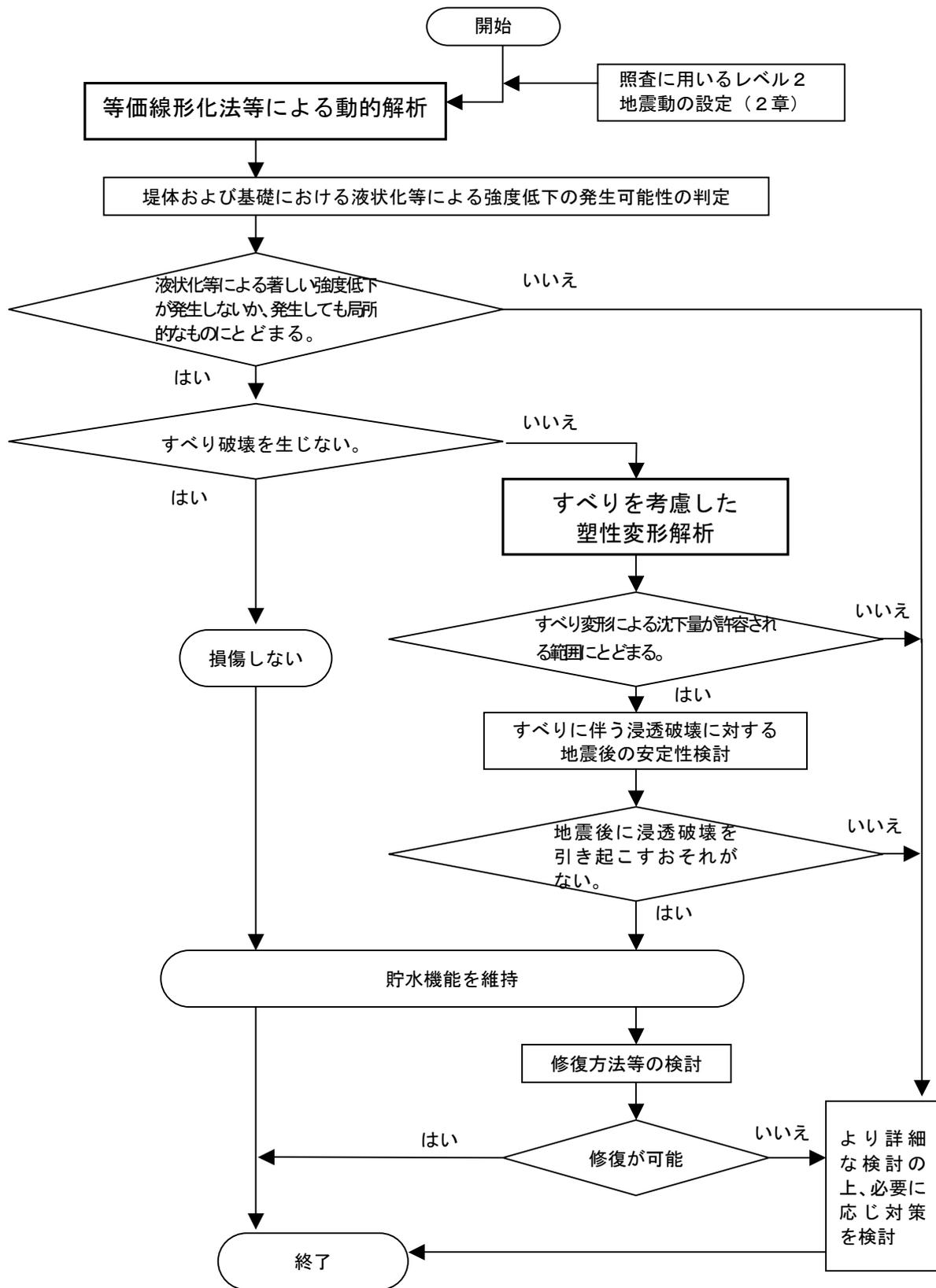
一方、土質遮水壁型ロックフィルダムで、遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべりが生じるおそれがある場合、あるいは堤体全体が遮水材料で構築されているアースダムで、貯水位より低い位置を始点とする下流側へのすべりが生じるおそれがある場合には、浸透破壊に対する安全性について検討する必要がある。

3) その他

1) の等価線形化法等による動的解析の結果に基づく液状化判定の結果、液状化による著しい強度低下のおそれがある領域がかなり広範囲に及ぶおそれがあると判断される場合には、対象となる堤体材料や基礎地盤の繰り返し荷重に対する強度を評価するとともに、有効応力に基づく動的弾塑性解析や地震後の液状化層の剛性低下を考慮した静的自重沈下解析など、その影響を適切に考慮できる解析により貯水の越流が生じないことを確認する必要がある。

また、著しい強度低下のおそれがない、あるいはその領域が局所的なものにとどまる場合で、2) の検討によっても所要の耐震性能が確保されることを確認できない場合には、有効応力に基づく動的弾塑性解析等によって沈下量の検討を行うなど、より詳細な検討が必要となる。

なお、このような検討を含めた照査の結果、すべり等の変形に伴う沈下による貯水の越流または浸透破壊などによりダムの耐震性能が確保されないと判断される場合には、別途、対策の検討が必要となる。



解説図—4 フィルダム本体の耐震性能の照査の流れ

4章 関連構造物等の耐震性能の照査

4. 1 耐震性能の照査の対象とする関連構造物等

関連構造物等の耐震性能の照査は、それが損傷した場合にダムの貯水機能が維持されないおそれがあるものについて行う。

【解説】

ダム全体として所要の耐震性能が確保されるかどうかを照査するためには、3章に示したダム本体についての照査だけでなく、放流設備や各種の管理設備等の関連構造物等のうち、ダム全体の耐震性能に係わるようなものについても、重大な損傷が生じないことを確認する必要がある。

ただし、関連構造物等の場合、ダム本体とは異なり、損傷した構造物等の全体の取替または再設置等を行えば、ダム全体として十分に継続使用が可能となると想定される。このため、関連構造物等の耐震性能の照査では、耐震性能のうち貯水機能が維持されることを確認することが基本となる。

なお、以下のいずれかに該当するものは、それが損傷した場合にダムの貯水機能が維持されないおそれがあると考えられるため、照査対象とすべきである。

- ① 当該関連構造物等が損傷した場合、制御できない貯水の流出を生じるおそれがあるもの
- ② ダム本体が損傷した場合、ダムの安全性を確保するために、緊急に水位を低下させたり、また低下させた水位の上昇を規制するために必要となるもの。

これらに該当する関連構造物等としては、非常用洪水吐きおよび常用洪水吐きの放流設備等、主要な放流設備の主ゲートや緊急水位低下に必要な放流設備の主ゲート、またこれらを操作・制御する上で必要な設備等が想定される。

1) 主要な放流設備の主ゲートおよび緊急水位低下に必要な放流設備の主ゲート

非常用洪水吐きおよび常用洪水吐きの放流設備等の主要な放流設備の主ゲートは、洪水処理に利用されるため一般にその放流能力が大きいこと、また常時は閉じた状態にあって貯水位を保持していることから、地震により重大な損傷を生じた場合には、制御できない貯水の流出を生じるおそれがある。このため照査の対象とする必要がある。

また、ダム本体が損傷を受けた場合、ダムの安全性を確保するために緊急に貯水位を低下させるとともに、出水等による貯水位の上昇を規制しなければならない場合がある。このため、水位低下用放流設備もしくはこれと同等の機能を有する放流設備の主ゲートについては照査の対象とする必要がある。

なお、上記以外の放流設備であっても、地震により重大な損傷を生じた場合に制御できない貯水の流出により下流域に甚大な被害を発生させる可能性があるものや、フィルダム堤体に隣接して設置される洪水吐きの堤体との接合部等、地震時に損傷を生

じた場合にダム本体の耐震性能に影響を及ぼすおそれのあるものについては照査の対象とする必要がある。

2) 上記1) を操作・制御する上で必要な設備等

上記1) に示した放流設備は直接流水を制御する構造物であるが、それを操作・制御可能な状態に維持するために、開閉装置や機側操作盤等についても照査の対象とする必要がある。

また、放流設備の機側操作盤にアクセスするために必要となる施設や、停電等により常用電源が使用できない状態となった場合に放流設備のゲートを駆動させるために必要となる予備電源設備等についても、照査の対象とする必要がある。

4. 2 関連構造物等の耐震性能の照査

関連構造物等の耐震性能の照査は、当該関連構造物等に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されることを、その機能や構造特性に応じた地震応答解析その他の適切な手法により確認する。

【解説】

関連構造物等の耐震性能の照査において、貯水機能が維持されるかどうかは、地震応答解析等の結果から評価する。

なお、地震応答解析等の結果、関連構造物等に何らかの損傷が予想される場合には、予想される損傷の形態や程度を勘案し、必要に応じその修復方法や取替等の対応方法について検討しておく必要がある。

以下、各種の関連構造物等の耐震性能の照査の考え方を示す。

1) 放流設備のゲート等

放流設備のゲート等の耐震性能の照査は、2章の方法で設定したレベル2地震動による当該ゲートの設置位置における加速度応答を考慮して行う。ダム本体の堤体上に設置されているゲートの場合は、3章の方法によって行ったダム本体の地震応答解析の結果から得られるゲート等の設置位置での応答加速度の時刻歴波形を用いることができる。なお、ゲート等の設置位置付近において強震記録が得られている場合には、照査に用いる入力加速度を設定するにあたり、その記録から得られる振動特性を考慮する。

ア. 非常用洪水吐きの主ゲート

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

なお、照査にあたって考慮する開閉状態としては、全閉の状態を基本とする。

また、上記のような重大な損傷が生じなくとも、扉体の架構部、支承部または受圧部の変形、戸当り・固定部や門柱の損傷、開閉装置やその架台、機側操作盤等の損傷により、地震後の洪水処理に支障を生じるおそれがある場合には、すみやかに必要な補修や取替等の対応が可能かどうか、また水位低下等により出水時の対応が可能であるかどうかを確認しておく必要がある。

・扉体、戸当りおよび固定部

非常用洪水吐き主ゲートの扉体、戸当りおよび固定部の照査の流れを解説図—5に示す。

まず、ゲートの各構成部材に発生する応力を線形動的解析によって求め、その結果、ゲート全体構造の安定性を確保する上で必要な主要部材(以下、「主要構造部材」という。)の座屈を生じるおそれがなく、かつ各部材の力学的状態がほぼ弾性域内にあることが確認できれば、耐震性能上問題となるような損傷は生じないと考えてよい。

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

次に、主要構造部材の座屈が生じるおそれはないものの、一部部材の力学的状態がほぼ弾性域にとどまることが確認できない場合には、当該部材の降伏による塑性化の影響を再現できる非線形動的解析を行う必要がある。

その結果、主要構造部材の塑性化が限定的なものにとどまるとともに、塑性変形量がゲート操作に支障をきたすものとならない場合には、耐震性能上問題となるような損傷は生じないと考えてよい。

また、以上の動的解析において考慮していない部材については、動的解析の結果を踏まえた構造計算等により、耐震性能の確保上問題となる損傷が生じないことを確認する必要がある。

・開閉装置等

主ゲートを操作・制御するための開閉装置本体については一般に剛性が高いため、装置の移動もしくは転倒による破損が生じないことを基礎ボルトの応力照査等により確認することとしてよい。また、機側操作盤についても同様である。

開閉装置架台については、通常十分剛性が高い構造となるよう設計されているが、たとえば、門構形式など比較的地震動の影響を受けやすい構造の場合には、大きな変形等の損傷が生じないことを確認する必要がある。

開閉装置室(ゲート室建屋)については、特に張出し構造の場合には地震動の影響を大きく受けるため、開閉装置の支持機能が失われるような損傷を生じないことを確認する必要がある。

・門柱部

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

イ. 常用洪水吐きの主ゲート

常用洪水吐きの主ゲートは、地震によって扉体の架構部または支承部に大変形が生じたり、戸当りおよび固定部が損傷して扉体の脱落等が生じれば、制御できない貯水の流出が生じるおそれがある。このため、そのような損傷が生じないことを地震応答解析により確認する必要がある。

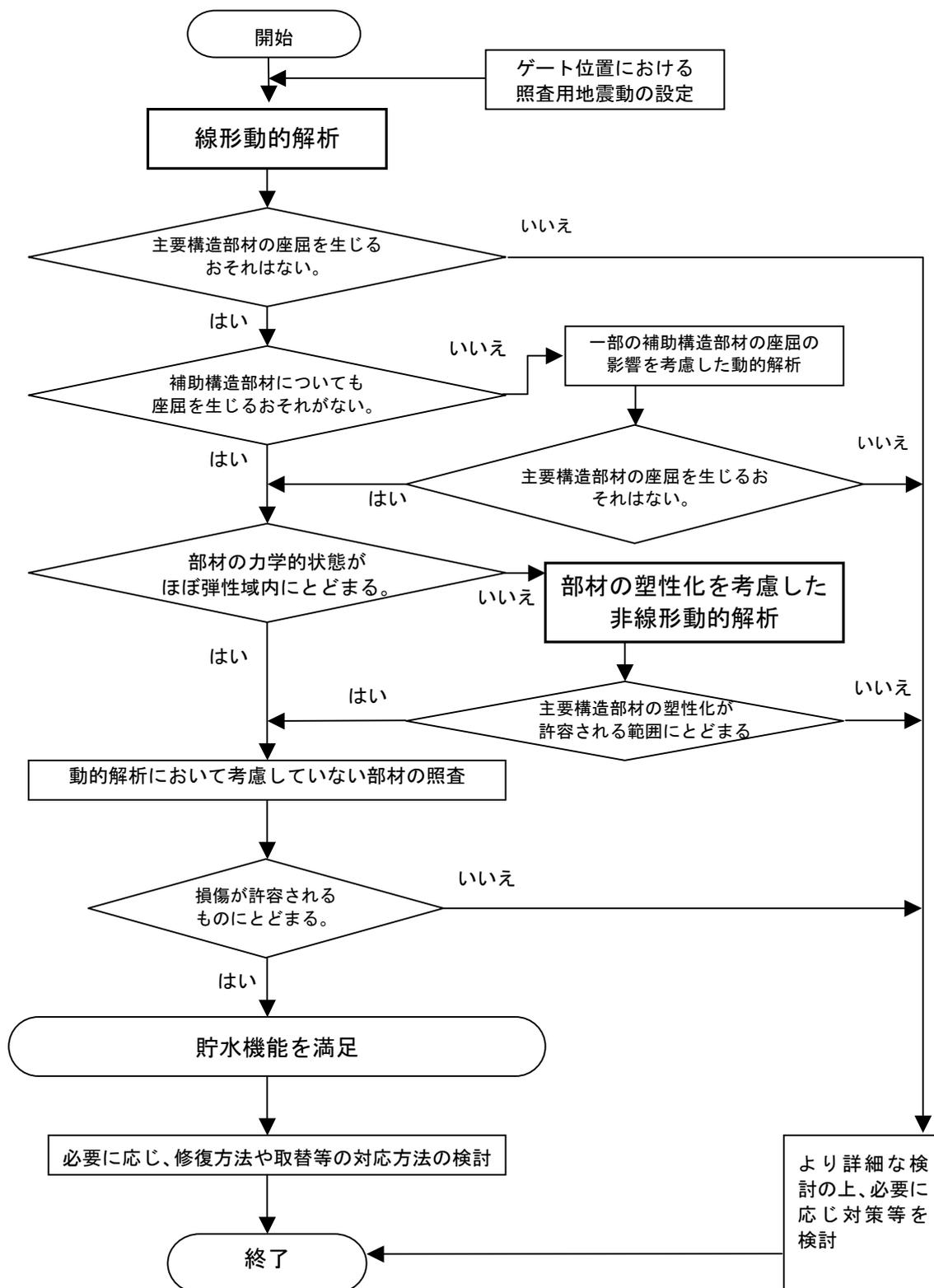
なお、耐震性能の照査の手法および解析結果の評価の考え方については、基本的に非常用洪水吐きの主ゲートの扉体、戸当たりおよび固定部、開閉装置等の場合と同様である。

ウ. その他のゲート

低水放流設備、水位維持放流設備、水位低下用放流設備等の主ゲート等のうち、損傷した場合に制御できない貯水の放流が生じるおそれがあるものについては、非常用洪水吐きの主ゲートや常用洪水吐きの主ゲートと同様の考え方により照査を行うものとする。

予備ゲート等については、常時は水圧を受ける状態にないために荷重条件が厳しくないこと、および主ゲートの安全性が確認されておれば地震時においてもダムの貯水機能は保持されることから、必ずしも照査を行う必要性はない。一般に修理用ゲートや副ゲートについても同様に地震動の影響は小さいと考えられるため、同様である。

ただし、予備ゲートの開閉装置室（予備ゲート室建屋）については、床版が上下方向の地震動の影響を受けやすい張出し構造であり、床版の損傷等により開閉装置の落下が生じた場合、洪水吐きを閉塞して主ゲートの機能を阻害するおそれがあるため、非常用洪水吐きの主ゲートの開閉装置室と同様に照査しておく必要がある。



解説図—5 放流設備のゲート（扉体、戸当りおよび固定部）の耐震性能の照査の流れ

2) その他の関連構造物等

ア. 取水塔

選択取水ゲート等およびその支持構造物である取水塔については、配置上、塔体が倒壊した場合に堤体や主要な放流設備に重大な損傷を与えるおそれがある場合や、緊急時の水位低下時に放流設備として用いる必要がある場合には、その構造等を考慮した適切な地震応答解析により地震時の安全性を確認しておく必要がある。

イ. フィルダムの洪水吐き

一般にコンクリート構造物として設置されるフィルダムの洪水吐きは、地震時の挙動が堤体とは異なるものとなる。このため、堤体に隣接して設置されているフィルダムの洪水吐きについては、堤体との接合部等の損傷により、ダム本体の貯水機能を維持する上で問題となる損傷を生じるおそれがないことを確認する必要がある。

ウ. 天端橋梁

天端橋梁が地震により落下した場合、放流設備のゲート等に被害を与え、その操作の支障となったり、添架電線の破断により開閉用電力の供給に支障を及ぼしたりするおそれがある。このような場合には、橋脚部に相当する門柱部の照査結果等に基づき、橋梁の上部構造が落橋しないことを確認しておく必要がある。

エ. 重要な電気設備等

主要な放流設備については、緊急時においてもその開閉用電力の供給が確保され、必要な操作が可能である必要がある。このため、重要な電気設備や機側操作盤等については、地震時の安全性を確認する必要がある。

なお、これらの設備は、その構造上、装置本体については一般に剛性が高いと考えられるため、移動もしくは転倒により損傷しないことを基礎ボルトの応力照査等により確認すればよい。

オ. その他

管理棟については、人的被害の発生を防ぐとともに、貯水機能を維持するために行うゲート操作等、緊急時の管理機能に支障をきたす被害を生じないことを確認するため、その構造上の安全性を関連する基準等により確認しておく必要がある。

また、管理棟から主要な放流設備の機側操作盤にアクセスするための通路となる天端橋梁、操作橋、監査廊、昇降設備等については、地震時においても通行不能となることがないか、また通行不能となった場合に代替のアクセス手段を確保できるか等の観点から、その安全対策を検討しておく必要がある。

Ⅱ 指針（案）に係る参考資料

本参考資料では、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」及び「同解説」を併せて「指針（案）」と記載し、一体のものとして取り扱っている。

参考資料 1 指針（案）・同解説の補足説明資料

本資料は、『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）』に基づく耐震性能照査にあたり、指針案の理解を助け、実務上の参考となる情報をとりまとめたものある。指針（案）策定に至る検討過程での議論を踏まえ、指針（案）に基づき具体的にレベル2地震動の設定や照査解析を行う際に適用できると考えられる具体的の手法や手順およびその適用にあたっての留意点等を現時点での知見を踏まえて示したものである。

資料 1-1 想定地震の選定にあたり調査すべき文献資料等

照査対象とするダムに対して最も影響が大きいと思われる地震として、想定地震を選定する際には、当該ダム地点の周辺で過去に発生した地震に関する情報や、周辺に分布する活断層やプレート境界等に関する情報について、あらかじめ文献資料等により調査する必要がある。

その際、過去に発生した地震に関する情報や活断層やプレート境界等に関する情報を全国的にとりまとめた文献資料等として参考となる代表的なものとしては、例えば表—1.1.1 に示す資料¹⁾²⁾³⁾がある。また、これら以外にも、地震学・地質学的調査研究の成果として特定または関係する地域における活断層等の情報を示した資料⁴⁾、歴史地震に関する資料⁵⁾等についても、必要に応じて適宜参照することが望ましい。

また、平成7年の兵庫県南部地震以降、地震の震源となる活断層や海溝型地震に関する種々の調査が精力的に行われ、その成果が順次公表されている。例えば、内閣府中央防災会議⁶⁾では東海地震等により想定される地震動等の予測、また政府の地震調査研究推進本部⁷⁾では、「地震に関する基盤的調査観測計画」に基づき、重点的な調査対象とされた全国の主要な断層帯（計98断層帯）の活動による地震やプレート境界で発生する海溝型地震を対象として想定される地震動や将来の発生確率等の評価等が行われている。さらに、各地方公共団体や国の研究機関による活断層の調査結果も蓄積されつつある。これらの情報は逐次更新されているため、照査を行う時点での最新の情報を収集することが肝要である。

表—1.1.1 想定地震の選定に際して参考となる代表的な文献資料

文献資料等の名称	特徴
『新編 日本の活断層』 ¹⁾	わが国における陸上の活断層を中心として、その分布や諸元等を取りまとめた文献
『日本の地震断層パラメーター・ハンドブック』 ²⁾	断層モデルについて解説した上で、わが国とその周辺で過去に発生した主要地震（陸上の活断層による地震のほか、海洋のプレート境界地震も含む）を対象にそれぞれに対する断層モデル（諸元等）をその推定根拠とともにとりまとめた文献
『活断層詳細デジタルマップ』 ³⁾	従来活断層とされていた全国の断層を見直し、将来も活動する可能性のある「活断層」とその判定が難しいもの（推定活断層）に区分して再整理した文献

参考文献

- 1) 活断層研究会：新編 日本の活断層，東京大学出版会（1991）
- 2) 佐藤良輔：日本の地震断層パラメーター・ハンドブック，鹿島出版会（1989）
- 3) 中田 高・今泉俊文：活断層詳細デジタルマップ，東京大学出版会（2002）
- 4) 例えば、国土地理院：都市圏活断層図
- 5) 例えば、宇佐美龍夫：新編 日本被害地震総覧[増補改訂版 416-1995]（1996）
- 6) 内閣府中央防災会議：<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/index.html>
- 7) 地震調査研究推進本部：<http://www.jishin.go.jp/main/>

わが国において発生する地震には、その発生機構により大別して、①内陸の活断層に起因する地震（陸域の浅い地震）、陸域近傍の②プレート境界地震、海洋プレートの内部の大規模な断層運動による③海洋プレート内地震、④火山活動に伴う地震がある。わが国においてこれまでに甚大な被害を引き起こした大規模地震のほとんどが、このうちの①または②に属するものである¹⁾。災害対策基本法に基づくわが国の防災に関する基本的な計画である『防災基本計画』においても、構造物・施設等の耐震設計にあたり、この両種類の地震動を考慮することとされている。

なお、③については、現在のその発生機構等を含め研究途上の面が強く、将来の発生位置や規模をあらかじめ推定することは活断層やプレート境界の地震に比べ必ずしも容易ではない。また、その震源が比較的深い場合が多く、そのような場合には、地震の規模が同程度であれば他の2つの種類の地震に比べ地表のダム地点への影響は相対的に小さくなるものと考えられる。また、④については、そのほとんどが中小規模の地震である。

このようなことから、指針（案）では、通常、想定地震の選定において考慮する地震の種類として、内陸の活断層に起因する地震（陸域のプレート内の比較的浅い領域で発生する地震）と、プレート境界で発生する地震の2つのタイプの地震を考慮して行う必要がある。これらの地震の特徴を表一1.2.1に示す。なお、対象とするダムの周辺において、過去に海洋側のプレート内で発生した地震が観測されていて、その震源や規模がある程度特定されている場合には、想定地震の選定において同様の地震の発生の可能性についても考慮することが望ましい。

表一1.2.1 想定地震の選定において考慮する地震のタイプとその特徴

地震の種類	特徴等
内陸の活断層に起因する地震	内陸の比較的浅いところで発生する地殻内の地震。プレート内部において蓄積されたひずみが、活断層の活動によって解放されることにより生じる。1995年の兵庫県南部地震はその代表的な例である。わが国のダムはこのような活断層の存在がわかっている場合は、その断層の変位が及ぶと推定される領域を避けて建設されているが、ダム地点の近傍に活断層が存在する場合、ダム地点において大きな地震動が発生する可能性がある。
プレート境界地震	日本付近では、太平洋側で海洋プレート（太平洋プレート、フィリピン海プレート）が陸のプレートの下に沈み込んでいるため、陸のプレート先端部の跳ね上がりによる地震が生じる。太平洋岸の海域で発生する巨大地震はほとんどがこのタイプであり、同一の地域におけるこのような地震の発生間隔は一般に内陸活断層より短い。また、地震規模が大きくなると断層面の破壊が広範囲にわたるものとなることから、地震動の継続時間が長くなる特徴がある。

参考文献

- 1) 文部科学省：活断層-日本の地震防災-, pp. 14-17 (2004)

指針（案）では、耐震性能照査の対象とするダムに最も大きな影響を及ぼす可能性がある「想定地震」の選定、および想定地震によるダム地点での地震動の推定手法として、ダムの距離減衰式を用いる方法を挙げている。

ダムの距離減衰式は、過去のダムサイトにおける地震観測記録をもとに、地震動の距離減衰特性を地震の規模等をパラメータとして統計的に評価した結果を用いて、ダム地点における地震動の加速度応答スペクトルを求める経験的方法であり、断層モデル等の詳細な諸元が明らかでない場合にも適用できる実用的な地震動推定手法である。

このダムの距離減衰式として、ダム基礎岩盤相当の基礎地盤（平均的なせん断波速度がおおむね 0.7km/sec～1.5km/sec 程度の岩盤）において発生する地震動の加速度応答スペクトルを推定する式が提案されている^{1) 2)}。

$$\log S_A(T) = C_m(T)M + C_h(T)H_c - C_d(T) \log \{R + 0.334 \exp(0.653M)\} + C_o(T) \quad \text{--- (1.3.1)}$$

$$\log S_A(T) = C_m(T)M + C_h(T)H_c - C_d(T)X_{eq} - \log X_{eq} + C_o(T) \quad \text{----- (1.3.2)}$$

ここに、

T : 固有周期

$S_A(T)$: 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 ）、

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

R : 断層面までの最短距離

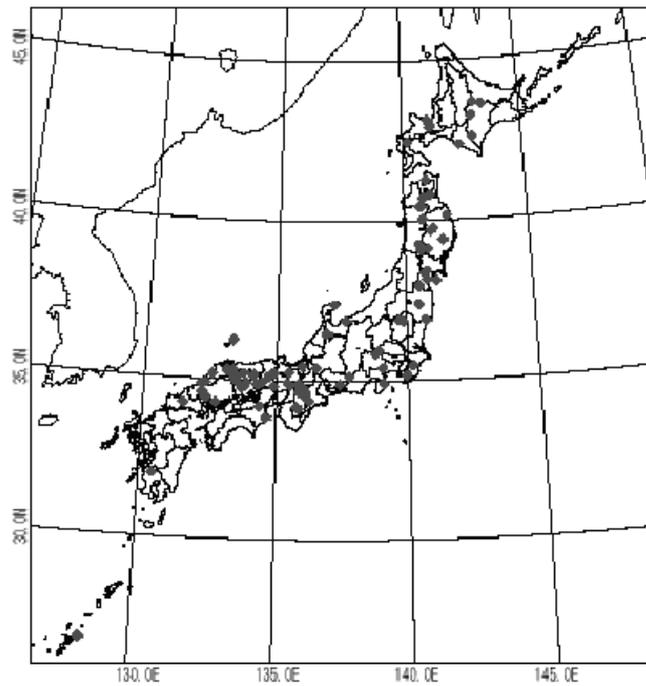
X_{eq} : 等価震源距離

$C_m(T), C_h(T), C_d(T), C_o(T)$: 地震のタイプに応じて過去の多数の地震記録より得られる回帰係数

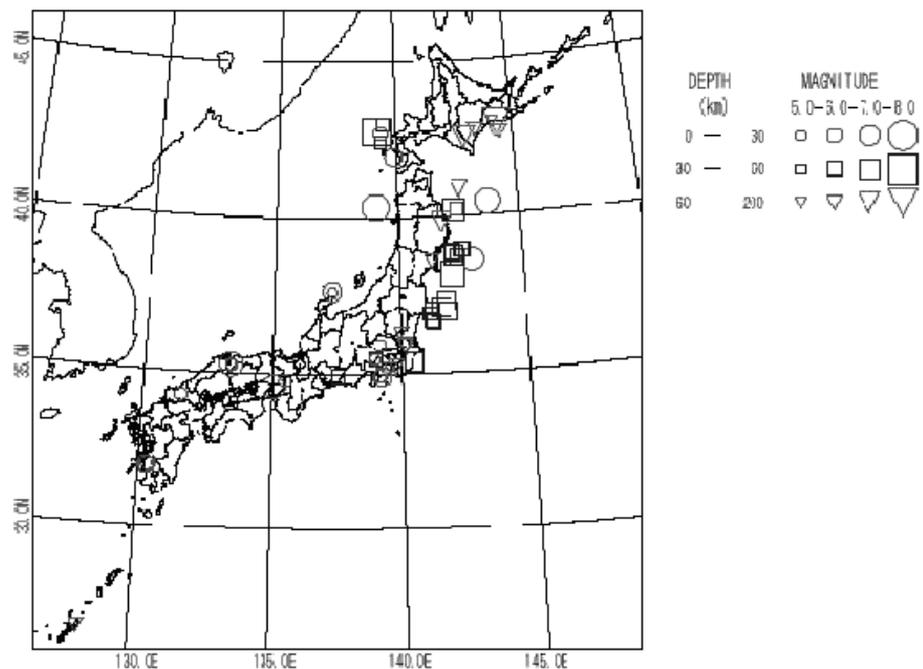
これらの式は、ダム基礎地盤（岩盤）に最も近い状態の位置（底部監査廊内等）に設置された強震計により得られた多数の地震記録をもとに、各周波数の加速度応答スペクトル値について、断層までの距離、地震の規模（マグニチュード）、地表から断層面中心までの深さ等をパラメータとして、統計解析により得られた回帰式である。

なお、このダムの距離減衰式において統計分析の対象とされた地震動記録は、1978 年～2000 年に得られたマグニチュード 5.0 以上、震源深さ 130km 以内の計 63 地震の際に、震央距離 200km 程度以内に位置した 91 ダム地点において記録された計 293 成分であり、推定式はその減衰定数 5% に対する加速度応答スペクトルを用いて整理されている。

図—1.3.1 に地震記録を得たダムサイトの位置、また図—1.3.2 に統計分析の対象とした地震の震央の分布をそれぞれ示す。



図—1.3.1 地震記録を得たダムサイト位置^{1) 2)}



図—1.3.2 統計分析の対象とした地震の震央の分布^{1) 2)}

なお、上述のように、ダムの距離減衰式には、震源からの距離の取り方により、断層面と対象とするダム地点の最短距離を用いた最短距離式 (1.3.1) と、断層面から発散される地震のエネルギーと等価となる仮想的な点震源と対象とするダム地点間の距離 (等価震源距離) を用いた等価震源距離式 (1.3.2) とがある。

これまでの検討では、最短距離式によるダム地点での地震動の推定結果と、等価震源距離式による推定結果とが、ほぼ同程度となることが多い。しかし、想定地震の震源として考慮している断層からダム

地点までの距離がかなり小さい場合等、条件によっては両者による推定結果の差がやや大きくなる場合があることもわかっている。これは、ダムの距離減衰式を作成する過程では多数の地震動記録が考慮されているが、そのうち、震源距離が近い地点で得られた記録は限られていることが一因と考えられる。このため、通常は両者による推定結果のうち大きくなる方の結果を考慮することで安全側の対応が可能と考えられるが、両者の結果が大きく異なる場合には過大な推定となる可能性もある。したがって、このような場合には、震源断層モデルに基づく半経験的手法等による推定もあわせて行い、その結果についても考慮するなど、総合的に判断して想定地震による地震動を設定することが望ましい。

なお、回帰係数 ($C_m(T), C_h(T), C_d(T), C_o(T)$) の値は、最短距離式および等価震源距離式に対するものとして、対象とした全ての地震記録をもとにそれぞれ図—1.3.3 および図—1.3.4 のように得られている^{1) 2)}。しかし、実際の照査においては、考慮する地震のタイプを考慮するとともに、推定式に対する実際の地震動のばらつきを適切に考慮する必要がある。

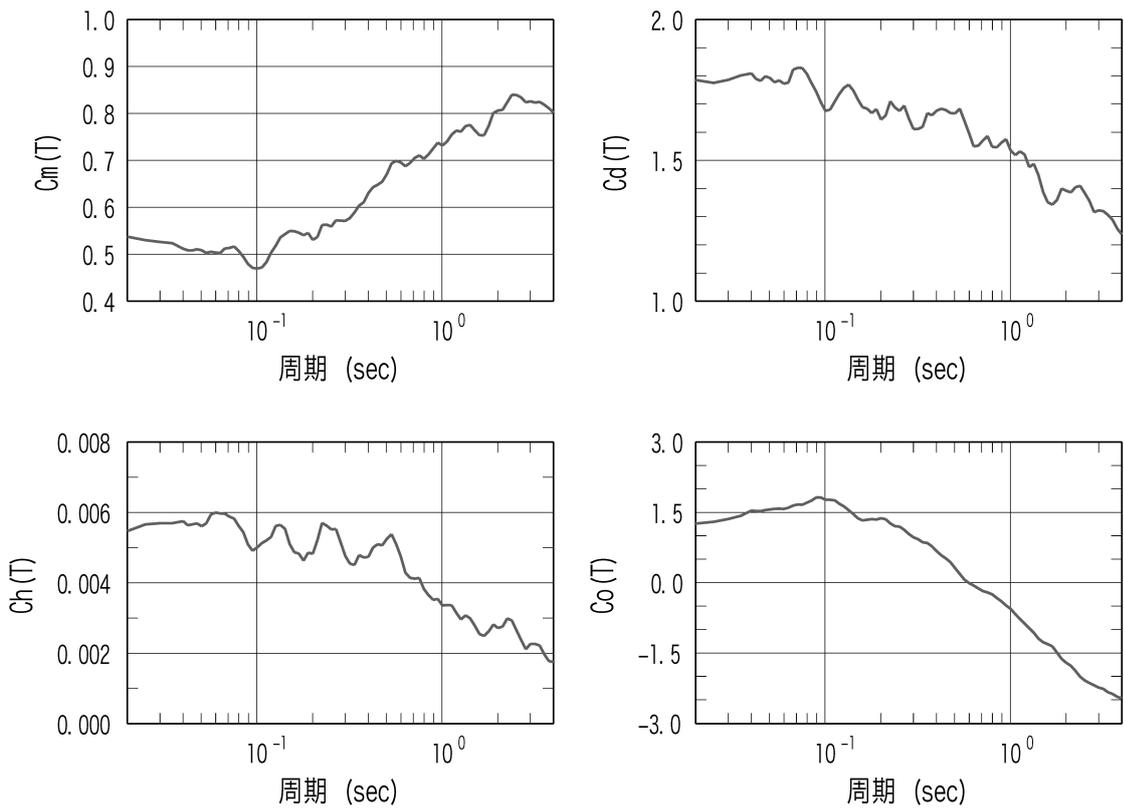
このうち、地震の種類に関しては、上述の全地震記録に対する回帰係数 (図—1.3.3 および図—1.3.4) を用いて求めたスペクトル値 $S_A(T)$ に、地震の種類ごとに地震記録を整理して得られた補正係数 (図—1.3.5 または図—1.3.6)^{1) 2)} を乗じて得られる値をダムの距離減衰式におけるスペクトル値として用いることで考慮することができる。なお、この補正係数は、各種類の地震に相当するものとして、それぞれ表—1.3.1 に示す地震記録を対象として整理されたものである。

また、地震動のばらつきに関しては、上記の補正係数として、図—1.3.5 または図—1.3.6 に示される平均値と標準偏差の和に相当するものを考慮することにより、ある程度安全側の評価となるよう地震動の加速度応答スペクトルを算定することができる。

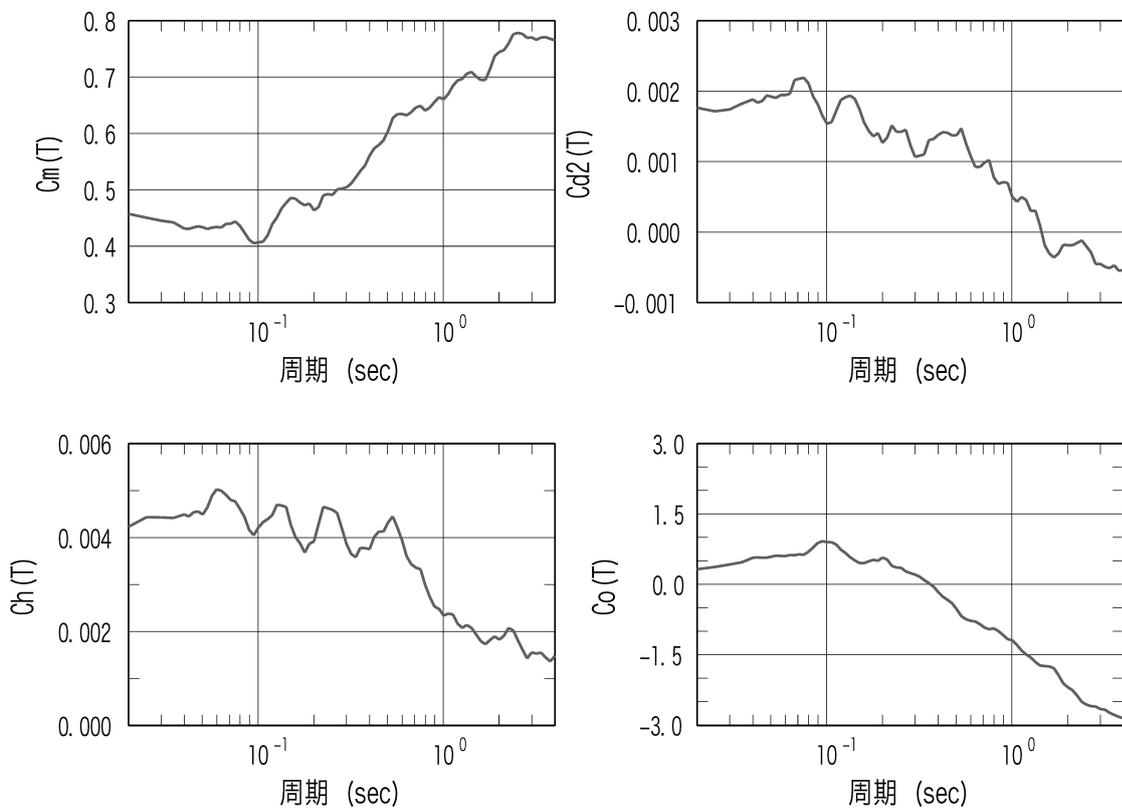
表—1.3.1 距離減衰式の回帰係数推定にあたり考慮された地震の種類についての区分^{1) 2)}

地震のタイプ	備考
内陸型地震	内陸地殻内の地震。日本海東縁部の地震や山梨・神奈川県境付近の地震、伊豆半島周辺の浅い地震を含む。
海洋型地震	海域で発生した深さ 60km 以下の地震。主に東北日本太平洋側のプレート境界地震。
プレート内 稍深発型地震	内陸部のやや深い地震。主に深さ 60km を超える地震。西南日本下の深さ 40km 程度のプレート内地震を含む。

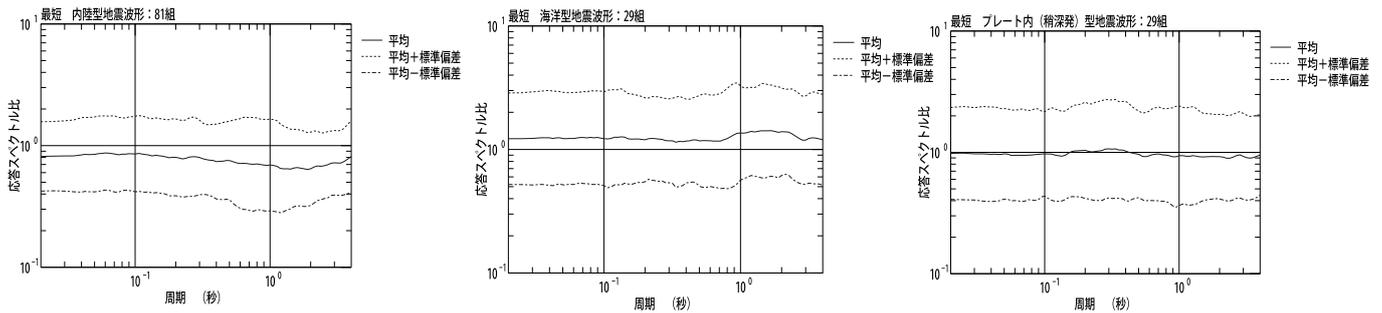
* 上記の内陸型地震、海洋型地震、プレート内稍深発型地震は、それぞれ資料 1—2 の①内陸の活断層に起因する地震 (陸域の浅い地震)、②プレート境界地震、③海洋プレート内地震と対応するものである。



図一1.3.3 最短距離式(1.3.1)中の回帰係数(全地震記録に対するもの)^{1) 2)}

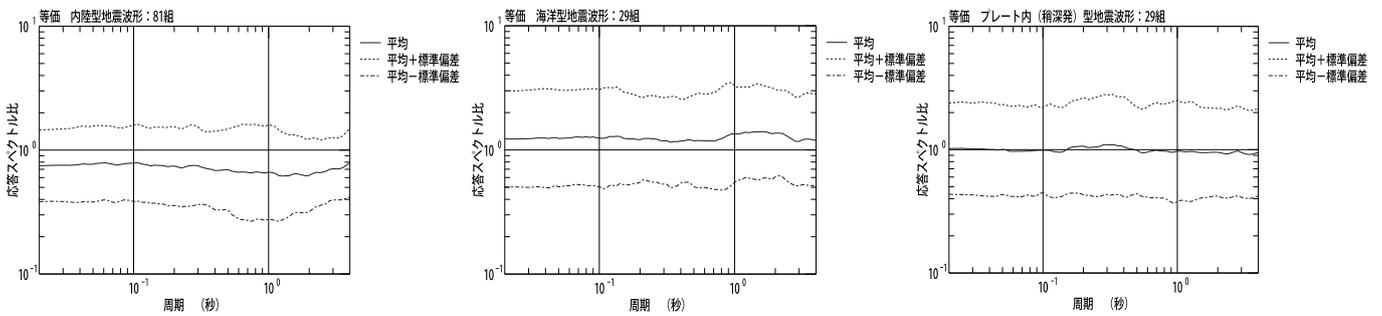


図一1.3.4 等価震源距離式(1.3.2)中の回帰係数(全地震記録に対するもの)^{1) 2)}



(a) 内陸の活断層地震 (b) 海洋型 (プレート境界) 地震 (c) プレート内稍深発型地震

図一1.3.5 最短距離離式(1.3.1)中の回帰係数に係る地震の種類に応じた補正係数^{1) 2)}



(a) 内陸の活断層地震 (b) 海洋型 (プレート境界) 地震 (c) プレート内稍深発型地震

図一1.3.6 等価震源距離式(1.3.2)中の回帰係数に係る地震の種類に応じた補正係数^{1) 2)}

参考文献

- 1) Matsumoto, N., Yoshida, H., Sasaki, T. and Annaka, T.: Response Spectra of Earthquake Motion at Dam Foundations, Proc. Twenty-first International Congress on Large Dams (2003)
- 2) 松本徳久・吉田 等・佐々木 隆・安中 正: ダムサイトでの地震動の応答スペクトル, 大ダム, No.186, pp. 69-76 (2004)

なお、図一1.3.3～1.3.6の各図については、そのデジタル値を国土技術政策総合研究所ダム研究室のホームページ (<http://www.nilim.go.jp/>) で公開する予定である。

資料 1—4 ダムの距離減衰式に含まれる各種パラメータの設定方法

ダムの距離減衰式^{1) 2)}を用いてダム地点の地震動を推定する際には、ダムの距離減衰式に含まれるパラメータを設定するため、あらかじめ文献資料等をもとにダム地点周辺に位置する活断層やプレート境界について以下の情報を整理する必要がある。

- ① 断層面の位置と範囲
- ② ダム地点と断層との距離（最短距離および等価震源距離）
- ③ 当該断層で発生する地震の規模（マグニチュード）

しかし、文献資料等からこれらの全ての情報が得られるとは限らず、断層長さ等の限られた情報しか得られない場合も少なくない。このような場合の取り扱いを含め、ダムの距離減衰式を用いて地震動推定を行う場合に、同距離減衰式に含まれる各パラメータを設定するための方法を以下に述べる。

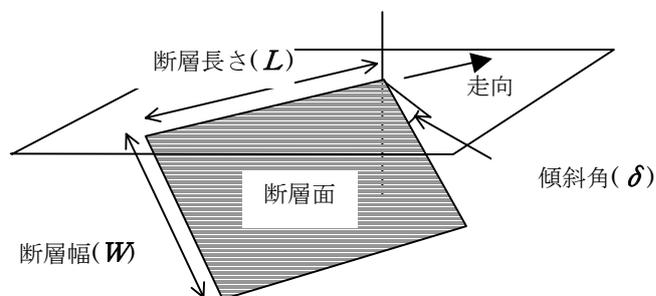
なお、断層モデルの設定にあたっては、地震調査研究推進本部地震調査委員会が公表している強震動評価のレシピア³⁾（強震動評価における震源特性、地下構造モデル、強震動計算方法、予測結果の検証の手法や設定にあたっての考え方まとめたもの）やレベル2地震動の設定手法に関する最近の調査研究成果⁴⁾等、照査を行う時点で最新の考え方について示されている資料についてもあわせて参考にするのがよい。

1. 断層面の位置と範囲

ダムの距離減衰式による地震動推定においては、当該断層で発生すると想定される地震の規模（マグニチュード）、断層面とダム地点間の距離、断層面中心の地表からの深さ等のパラメータを設定しなければならない。これらの各パラメータの設定にあたっては、まず断層面の位置と範囲についての情報を整理する必要がある。

断層面の位置と範囲に関する情報としては、具体には ①断層長さ L と走向、②断層幅 W 、③断層面の傾斜角 δ などがある（図—1.4.1）。

文献資料に基づきこれらを設定する場合に一般的に想定される方法について、内陸の活断層に起因する地震を想定する場合と、プレート境界地震を想定する場合について、それぞれ以下に述べる。



図—1.4.1 断層面の位置と範囲を規定するために必要となるおもな情報

(1) 内陸の活断層に起因する地震を想定する場合

①断層長さ(L)および走向

断層長さおよび走向は、ダム地点周辺に位置する活断層を地質学的あるいは地震学的な調査研究成果に基づく文献資料等（活断層の分布図等）に示されている断層の位置図を参照して設定することができる。

ここでいう断層長さは、単に一本の断層の長さではなく、一回の地震に対応して活動する一連の断層の長さを意味している。このため、多数の断層が密集する断層群（全体として帯状をなす場合は断層帯とも呼ばれる）あるいは複数の区間（セグメント）から構成されているものとして評価されている一連の断層については、それらが1つの地震として同時に活動する可能性について考慮した上で、断層長さを適切に設定する必要がある。

例えば、文献資料等において複数の区間から構成され、そのうち各区間の活動の可能性が示されている場合、同時に活動する可能性が高いと評価されている区間については、その全体を断層長さとみなして検討するのが適切と考えられる。

なお、文献資料等からそのような情報が得られない断層群や断層帯については、例えば松田ら⁵⁾による「起震断層の設定基準」が参考となる。この基準は、日本列島陸域の既知の活断層をそれぞれ独立して1つの大地震を起こす単位（起震断層）にまとめる際に採用された考え方で、以下の活断層または活断層群を、大地震を起こすひとまとまりの断層（帯）として評価している。

- 1) 周辺 5km 以内に他の活断層線のない、孤立した長さ 10km 以上の断層
- 2) 互いの相互間隔が 5km 以内である、ほぼ同じ走向の断層群
- 3) 断層線の midpoint の位置が主断層線から 5km 以上離れている、走向を異にする断層（付随断層あるいは分岐断層）⁶⁾

②断層幅(W)

断層面の範囲を設定するには断層長さとともに断層幅に関する情報が必要となる。断層幅は、過去の地震記録等から当該断層付近で発生した小地震の発生域を調べることで推定できる場合もあるが、断層幅に関する情報が文献資料等から得られる場合は少ない。

しかし、内陸の活断層に起因する地震に関するこれまでの調査研究により、ある規模までの地震では断層長さに比例して断層幅も大きくなるが、ある規模以上の地震では推定される断層幅がほぼ一定になる傾向があると指摘されている⁷⁾。この傾向を踏まえた式 (1.4.1) のような断層長さ⁸⁾と断層幅に関する経験的な関係式を用いれば、断層幅に関する情報が不明の場合にも断層長さに関する情報をもとに、ある程度の精度で断層幅を推定することができる⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。

$$W = \begin{cases} k \cdot L & (L < W_{max} \text{ の場合}) \\ W_{max} & (L \geq W_{max} \text{ の場合}) \end{cases} \quad \text{-----} \quad (1.4.1)$$

ここに、

W : 断層幅、 k : 比例定数、 L : 断層長さ、 W_{max} : 断層幅 W の上限値 ^{注)}

なお、ある規模以上の地震において断層幅がほぼ一定になる理由は、地震により破壊される断層面の幅が上部地殻の地震発生層の厚さ W_s （微小地震の発生範囲と対応し、その深さ分布から推定できる¹¹⁾。）により、断層幅が $W \leq W_{max} = W_s / \sin \delta$ (δ : 地表面に対する断層面の傾斜角) に制限されるためと考え

られている。

注) 式 (1.4.1) 中に含まれるパラメータの値 (k および W_{max}) については、例えば武村⁷⁾によれば $k=2/3$ 、 $W_{max}=13\text{km}$ 、Somerville et al.⁸⁾によれば $k=1$ 、 $W_{max}=W_s/\sin \delta$ ($W_s \leq 20\text{km}$)、入倉ら⁹⁾によれば $k=0.955$ 、 $W_{max}=16.6\text{km}$ とその評価がやや異なる。これは主に検討対象とした地震等、統計解析の前提条件が異なることに起因する相違であると考えられる。なお、地震調査研究推進本部地震調査委員会が公表している強振動評価のレシピア³⁾では $k=1$ 、 $W_{max} \leq 20\text{km}$ と示されている。

③ 断層面の傾斜角 (δ)

ダム地点から震源となる断層面までの距離を求める際には、地表面に対する断層面の傾斜角に関する情報が必要となる。これらの情報は、文献資料等で断層面の傾斜角が示されている場合はその値を用いることが基本となる。しかし、トレンチ調査等をもとに断層面の傾きが推定されている場合や、過去の地震記録等から当該断層付近で発生した小地震の発生域を調べることでその値を推定できる場合等を除き、断層面の傾斜角について文献資料等からは直接情報を得ることができない場合が多い。明確な情報が得られない場合には、横ずれ断層か縦ずれ断層か、また周辺の地質構造等に関する知見等からの仮定や、幾つかのケースを設定してダム地点への影響を検討するなどの対応も考えられる。

④ その他

図一1.4.1では、断層面の上端を地表面としているが、断層によっては、微小地震の観測結果により求められる地震発生層の範囲から、文献資料等において断層面の上端の深さ (d) に関する情報が得られる場合もある。このような場合には、これを考慮してもよい。

ダムの距離減衰式に含まれるパラメータのひとつに、断層面中心の地表からの深さ (H_c) がある。この値は、断層面の形状を矩形と仮定して上記のような考え方で断層面の位置と範囲を設定することができれば、その中心点の地表からの深さとして算出できる。

(2) プレート境界地震を想定する場合

ダム地点周辺に位置し、その再来を想定して地震動推定の対象とする過去のプレート境界地震については、その震源として提案されている震源モデル¹²⁾や、推定されているプレート境界の形状等をもとに、断層面としてのプレート境界の位置と範囲(長さ L 、走向、幅 W 、傾斜角 δ 等)を設定することができる。

2. ダム地点と断層との距離

ダムの距離減衰式による地震動の推定では、震源までの距離を最短距離により評価する方法と等価震源距離により評価する方法がある。それぞれの場合の考え方について以下に述べる。

なお、震源位置は推定されているものの、震源となった断層が特定されていない歴史地震に関する情報をもとに、同様の地震の再来を想定してダム地点における地震動を推定する場合には、震源を点とみなしてダム地点との距離を算出することとなる。

(1) 最短距離 (R)

最短距離は、対象とする断層面の位置と範囲が設定できれば、その断層面のうち、ダム地点から最も近い点とダム地点を結ぶ直線の長さとして求めることができる。

(2) 等価震源距離(X_{eq})

断層面から発散される地震のエネルギーと等価となる仮想的な点震源とダム地点間の距離として定義される等価震源距離は、断層面を多数の小領域に分けた上(図一1.4.2)で、次式によって算出することができる。

$$X_{eq}^{-2} = \sum_k M_{ok}^2 X_k^{-2} / \sum_k M_{ok}^2 \quad \text{-----} \quad (1.4.2)$$

ここに、 M_{ok} : 断層面内の小領域 k における地震モーメント

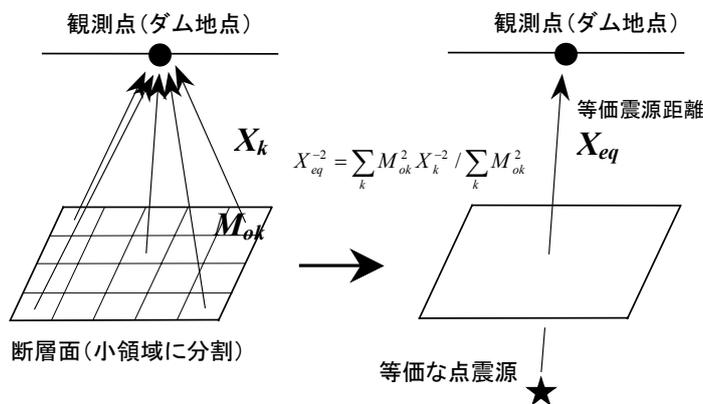
X_k : 断層面内の小領域 k から観測点(ダム地点)までの距離

なお、断層面内の小領域における地震モーメント M_{ok} は、当該小領域における地震によるすべり量、地盤の剛性率および小領域の面積の積である。断層破壊理論に基づき断層は断面全体の地震規模を表す物理指標として用いられる地震モーメント M_o は、この M_{ok} を地震により破壊される断層面全体にわたって積分することにより求められる。

また、断層面を小領域に分割した場合、一般には各領域で M_{ok} の値は異なると考えられるが、その分布に関する情報が得られない場合も多い。このような場合には、便宜的に M_{ok} を断層面全体で一様と仮定することにより、等価震源距離の算定式(1.4.2)は、次式のようになる。

$$X_{eq}^{-2} = \frac{1}{N} \sum_k X_k^{-2} \quad \text{-----} \quad (1.4.3)$$

ここに、 N : 断層面の小領域への分割数



図一1.4.2 等価震源距離の概念

3. 当該断層で発生する地震の規模(M)

ダムの距離減衰式における地震の規模 M は、気象庁マグニチュード M_j により与えることとされている。したがって、当該断層で発生すると考えられる地震の規模が、文献資料等において M_j により示されている場合には基本的にその値を用いることができる。しかし、断層によっては文献資料等からは位置と長さしか判明せず、地震の規模についての情報が得られない場合や、断層で発生する地震について地震モーメント M_o の値が推定されている場合(主要なプレート境界地震等)もある。

以下では、特にこのような場合にダムの距離減衰式に用いる地震の規模 M を推定する方法について述べる。

(1) 内陸の活断層に起因する地震を想定する場合

当該活断層に起因すると考えられる地震の地震モーメント M_o が与えられている場合は、次の換算式を用いることにより、ダムの距離減衰式に用いる地震の規模 $M (=M_j)$ を設定することができる。

$$\log M_o [\text{dyne-cm}] = 1.17 M_j + 17.72 \quad \text{-----} \quad (1.4.4)^{13)}$$

なお、地震モーメント M_o の値が不明の場合を含め、文献資料等から地震の規模に関する情報が得られない場合には、例えば、断層長さ L と当該断層で発生する地震の規模の関係について、従来から経験的に得られている次の関係式を用いて地震の規模 (M_j) を設定する方法がある。

$$\log L [\text{km}] = 0.6 M_j - 2.9 \quad \text{-----} \quad (1.4.5)^{14)}$$

また、最近では、断層面積 $S (=L \times W)$ と地震モーメント M_o の関係についての以下のような経験式を用い、断層長さ L に応じ、式 (1.4.1) において $L < W_{max}$ の場合には式 (1.4.6)、 $L \geq W_{max}$ の場合には式 (1.4.7) を用いることにより M_o を推定する方法も提案されている⁴⁾。この方法により、 M_o を推定した上で、式 (1.4.4) により地震の規模 (M_j) を設定することもできる。

$$S [\text{km}^2] = 2.23 \times 10^{-15} \cdot M_o^{2/3} [\text{dyne-cm}] \quad (L < W_{max} \text{ の場合}) \quad \text{-----} \quad (1.4.6)^9)$$

$$S [\text{km}^2] = 4.24 \times 10^{-11} \cdot M_o^{1/2} [\text{dyne-cm}] \quad (L \geq W_{max} \text{ の場合}) \quad \text{-----} \quad (1.4.7)^{15)}$$

(2) プレート境界地震を想定する場合

震源となった断層のモデルが推定されている主要なプレート境界地震については、文献資料等において地震モーメント M_o の値が示されている場合がある。このような場合には、以下に示す M_o と気象庁マグニチュード M_j との関係についての経験式などを用いることにより、ダムの距離減衰式に用いる地震の規模 $M (=M_j)$ を設定することができる。

$$\log M_o [\text{dyne-cm}] = 1.5 M_j + 16.2 \quad \text{-----} \quad (1.4.8)^{12) 17)}$$

なお、地震モーメント M_o の値が不明の場合には、例えば、断層面積 $S (=L \times W)$ と地震モーメント M_o の関係について提案されている次のような経験式を用いて M_o を推定することができる。

$$S [\text{km}^2] = 1.88 \times 10^{-15} \cdot M_o^{2/3} [\text{dyne-cm}] \quad \text{-----} \quad (1.4.9)^{18)}$$

参考文献

- 1) Matsumoto, N., Yoshida, H., Sasaki, T. and Annaka, T.: Response spectra of earthquake motion at dam foundations, Proc. Twenty-first International Congress on Large Dams (2003)
- 2) 松本徳久・吉田 等・佐々木 隆・安中 正: ダムサイトでの地震動の応答スペクトル, 大ダム, No. 186, pp. 69-76 (2004)
- 3) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会: 「全国を概観した地震動予測地図」報告書 分冊 2(震源特性

を特定した地震動予測地図の説明) (2005)

- 4) 片岡正次郎・日下部毅明・村越潤・田村敬一：想定地震に基づくレベル2地震動の設定手法に関する研究, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.15 (2003)
- 5) 松田時彦・塚崎朋美・萩谷まり：日本陸域の主な起震断層と地震の表一断層と地震の地方別分布関係一, 活断層研究, 19, pp.33-54 (2000)
- 6) 松田時彦：最大地震規模による日本列島の地震分帯図, 地震研究所彙報, vol.65, pp.289-319 (1990)
- 7) Shimazaki, K.: Small and large earthquakes: The effect of the thickness of seismogenic layer and the free surface, Earthquake Source Mechanics, Am. Geophys. Union. Geophys. Monogr, 37 (1986)
- 8) 武村雅之：日本列島における地殻内地震のスケーリング則一地震断層の影響および地震被害との関連一, 地震2, 51巻, pp.211-228 (1998)
- 9) Somerville, P., Irikura, K., Graves, R., Sawada, S., Wald, D., Abrahamson, N., Iwasaki, Y., Kagawa, T., Smith, N. and Kowada, A.: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seism. Res. Letters, 70, 1, pp.59-80 (1999)
- 10) 入倉孝次郎・三宅弘恵：シナリオ地震の強震動予測, 地学雑誌, 110巻6号, pp.849-875 (2001)
- 11) Ito, K.: Seismogenic layer, reflective lower crust, surface heat flow and large inland-earthquakes, Tectonophysics, 306, pp.423-433 (1999)
- 12) 佐藤良輔：日本の地震断層パラメーター・ハンドブック, 鹿島出版会 (1989)
- 13) 武村雅之：日本列島およびその周辺地域に起こる浅発地震のマグニチュードと地震モーメントの関係, 地震2, 43巻, pp.257-265 (1990)
- 14) 松田時彦：活断層から発生する地震の規模と周期について, 地震2, 28巻, pp.269-283 (1975)
- 15) 入倉孝次郎：強震動予測レシピ一大地震による強震動の予測方法一, 京都大学防災研究所年報47号A, pp.25-45 (2004)
- 16) 三宅弘恵・岩田知孝・釜江克宏・宮腰研・香川敬生：周期帯域に応じた強震動評価法の高精度化, 地震災害軽減のための強震道予測マスターモデルに関する研究, 平成12年度科学技術振興調整費研究成果報告書, pp.209-233 (2001)
- 17) Sato, R.: Theoretical basis on relationship between focal parameters and earthquake magnitude, Jour. Phys. Earth, 27, pp353-372 (1979)
- 18) 金森博雄：地震の物理, 地震の物理, 岩波地球科学選書, 岩波書店 (1991)

資料 1—5 ダムサイトにおける地震動の各種推定手法とその特徴

震源等の情報をもとに、ある地点での地震動を推定する手法は、一般に①経験的手法、②半経験的手法、および③理論的手法の 3 種類に大別される。それぞれの特徴等について以下に述べる。

①経験的手法

距離減衰式等、過去に発生した地震の震源に関する情報と実際に観測された地震動に関する情報との関係等を統計的に分析して得られた結果をもとに、想定する地震によってダム地点において発生する地震動を推定する方法である。過去にダム基礎岩盤で実際に観測された多数の地震動記録に基づき、ダム地点での地震動（加速度応答スペクトル）を推定する「ダムの距離減衰式」（資料 1—1）もこのひとつである。

距離減衰式をはじめとする経験的手法は、地震の発生機構や地震波の伝播過程等をモデル化して考慮するものではないが、想定地震の震源となる断層に関する情報が限られている場合にも適用できることから、実用的な方法である。

②半経験的手法

同じ断層において発生する大規模地震と小規模地震の震源特性の違いは、震源の相似則で説明できるものと仮定して、小規模地震による地震動波形を重ね合わせることで大規模地震による地震動波形を合成する手法である。

この半経験的方法の代表的な手法としては、検討対象とする断層における地震による地震動として当該地点において実際に観測された小規模地震による地震動波形を用いる「経験的グリーン関数法」や、検討対象とする断層に小規模地震による地震波形記録がない場合に人工的に合成した小規模地震による地震動波形を重ね合わせて大規模地震による地震動波形を作成する「統計的グリーン関数法」と呼ばれる方法がある。

いずれも、想定地震の震源となる断層の位置、形状、破壊過程などを適切にモデル化する必要がある。

③理論的手法

断層で発生し地盤中を伝播する地震波を 3 次元差分法や有限要素法を用いて理論的に計算する方法である。想定地震の震源となる断層のモデル化に加え、断層と地震動予測地点の間の領域（伝播径路）についても適切にモデル化する必要がある。

ただし、地震動の短周期成分については、伝播経路や対象地点近傍の地盤の微細な構造に大きく影響を受けるため、この手法はおおむね周期 1 sec 以上の長周期成分が適用範囲となるとされている。

このため、長周期成分に対しては理論的方法、短周期成分に対しては半経験的方法を適用し、双方の長所を有効に利用する方法（ハイブリッド法）も提案されている。

資料 1—6 加速度応答スペクトルに適合する時刻歴波形の作成方法

耐震性能照査のための時刻歴応答解析は、レベル 2 地震動の加速度時刻歴波形を入力地震動として行うこととなるが、この加速度時刻歴波形は、地震動の振幅特性に関する情報と位相特性に関する情報があれば、それらをもとに合成することができる。

しかしながら、加速度応答スペクトルには地震動の周波数領域における振幅特性に関する情報しか含まれていない。このため、ダム地点における地震動の推定をその加速度応答スペクトルの推定式であるダムの距離減衰式を用いて行う際や、照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動の加速度時刻歴波形としてレベル 2 地震動を設定する際には、ある加速度応答スペクトル（強震記録等）をもとに、これに位相特性に関する情報を付与して、目標とする加速度応答スペクトル（ここでは、ダムの距離減衰式により得られたダム地点の地震動の加速度応答スペクトル等）に適合する加速度時刻歴波形を作成することが必要となる。

このような場合の手法としては、振幅特性と位相特性のどちらかを調整するか等によりいくつかの方法が考えられるが、強震記録の位相特性は変化させず、強震記録の加速度応答スペクトルと目標スペクトルが実用上十分な精度で一致するまで、周波数領域における振幅特性を変化させて調整を繰り返す方法がある^{1) 2)}。

このような考え方により、ダムの距離減衰式により得られた加速度応答スペクトル等を目標スペクトルとし、また原種波形として強震記録を用いてダム地点における地震動の加速度時刻歴波形を求め手順は、例えば以下のようなものとなる。また、そのフローを図—1.6.1 に示す。

- 1) 模擬波（原種波形を初期値とする）の応答スペクトル $S_A'(f)$ を求める。
- 2) 模擬波の応答スペクトル $S_A'(f)$ を目標スペクトル $S_A(f)$ と比較することにより、その適合性の判定を行う。なお、適合性の判定方法の一例としては、以下の式による方法がある。

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^k (1-r_k)^2}{k}} \leq 5\% \quad \text{----- (1.6.1)}$$

ここに、

$$r_k = \frac{S_A(f)}{S_A'(f)} \quad \text{----- (1.6.2)}$$

k : スペクトル比較する周波数の数（計算する周波数は、模擬波のフーリエ変換の周波数と一致させる）

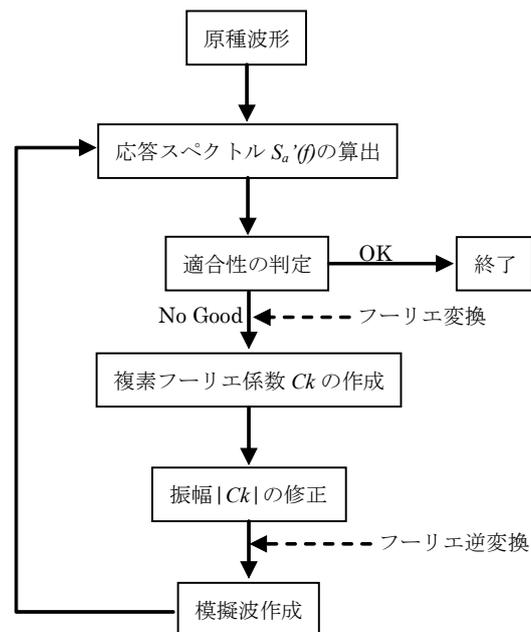
- 3) 適合性の判定により、両者がほぼ一致すると判定されれば、その模擬波が目標スペクトルに適合するよう調整された加速度時刻歴波形となる。一致しない場合には、例えば、以下のような方法により振幅 $|C_k|$ を修正する。

$$|C_k| \leftarrow r_k \cdot |C_k| \quad \text{----- (1.6.3)}$$

ここで、

C_k : 模擬波の複素フーリエ係数

- 4) 修正された振幅と模擬波の位相特性 ϕ_k を用いて、新しい模擬波をフーリエ逆変換により求める。
- 5) 以降、逐次修正された模擬波の応答スペクトルと目標スペクトルがほぼ一致するまで、上記の1)～4)の手順を繰り返すことにより、最終的に目標スペクトルに適合するよう調整された加速度時刻歴波形が得られる。



図一1.6.1 周波数領域における振幅調整による加速度時刻歴波形の作成方法の一例

参考文献

- 1) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会(1994)
- 2) 荒川直士・川島一彦、相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，第26巻，第7号，pp.46-51（1984）

資料 1—7 照査用下限加速度応答スペクトル

「照査用下限加速度応答スペクトル」は、地震の震源となる活断層が地表面に現れていない場合を想定して、最低限考慮すべき水平地震動を加速度応答スペクトルとして設定したものである。その設定にあたっては、これまでの知見等に基づき、存在が知られていない地下の活断層の活動により発生する可能性があるとして考慮すべき地震の規模を定め、そのような規模の地震により地表のダム基礎岩盤相当の地盤において生じる地震動を推定した上で、ダムの応答特性等を考慮して行った。以下、設定に至る検討の過程を示す。

活断層が知られていない場所の直下で発生する可能性があるものとして考慮すべき地震の規模については、土木学会がとりまとめた『土木構造物の耐震設計ガイドライン』¹⁾にその考え方が示されている。同ガイドラインでは、「対象地点およびその周辺に活断層が知られていない場合など、レベル 2 対象地震が明確に選定できない場合には、マグニチュード（以下「M」と示す。）6.5 程度の直下地震が発生する可能性に配慮するものとし、これによる地震動をレベル 2 地震動の下限とする。」としている注 1)。

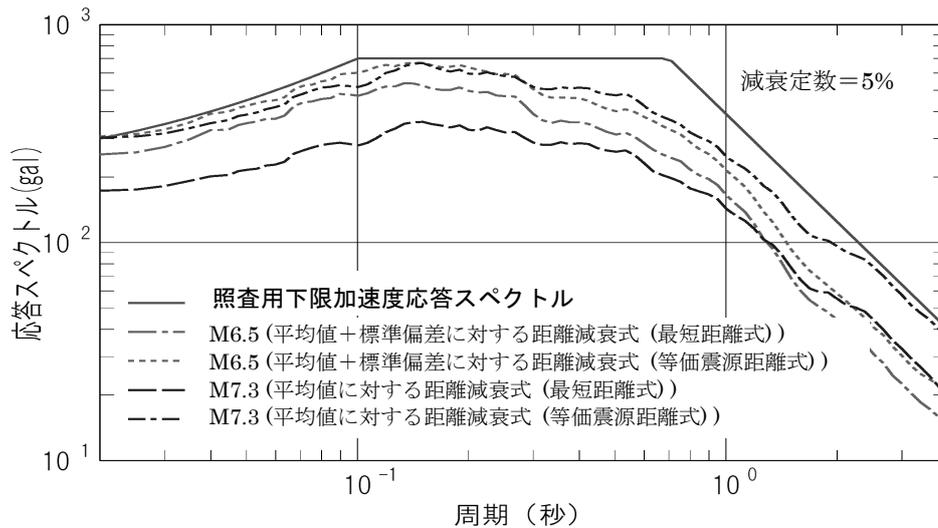
指針（案）における「照査用下限加速度応答スペクトル」の検討にあたっては、この考え方を踏まえ、ダム地点直下における M6.5 の地震の発生を仮定した場合にダム地点で生じる可能性のある地震動の強さを推定した。具体には、既往の調査研究により経験的に得られている M と断層面の長さや幅の関係式を用いて、断層面の長さや幅を仮定した断層モデルを設定した。この断層面の深さや傾き等のパラメータを種々変化させた場合に、当該断層において発生する M6.5 の地震により地表付近のダム基礎岩盤相当の地盤で発生する水平地震動の加速度応答スペクトルを経験的方法および半経験的方法（統計的グリーン関数法）を用いて試算した。

経験的方法による地震動の推定にあたっては、ダムサイトにおける多数の地震動記録の統計的分析により得られた回帰式であるダムの距離減衰式^{2) 3)}（最短距離式および等価震源距離式）を用いたが、その適用にあたっては、推定値に対するばらつきの影響に対する安全側の配慮として、平均値と標準偏差の和に対応する推定式を用いている。

「照査用下限加速度応答スペクトル」は、以上のような検討によって推定されたモデル断層面の中心の直上から一定距離の地表面範囲^{注 2)}において発生する水平地震動を統計的にほぼカバーするレベル^{注 3)}のものとして求められた地震動の加速度応答スペクトルをもとに、これにダムサイトにおいて得られている既往の強震記録の加速度応答スペクトルの形状特性や、ダムの周波数応答特性（固有周期帯）等の諸要因を総合的に考慮した上で設定したものである。

参考として、ダム地点の直下を震源とする未知の活断層による地震によって地表のダム地点で生じる地震動の加速度応答スペクトルについて、ダムの距離減衰式を用いて試算した結果と最終的に設定した「照査用下限加速度応答スペクトル」をあわせて図—1.7.1 に示す。

なお、同図中には、M6.5 の直下地震を想定した場合の平均値と標準偏差の和に対するダムの距離減衰式による推定結果とともに、これより大きい M7.3 の直下地震を想定した場合の平均値に対するダムの距離減衰式による推定結果についてもあわせて示している。平均値で評価した場合には、「照査用下限加速度応答スペクトル」は、M7.3 程度の直下地震が未知の活断層で発生した場合の地震動についてもほぼカバーするものとなっている。



図—1.7.1 直下地震による地表面での地震動の試算結果と照査用下限加速度応答スペクトル^{注2 注3)}

注1) 『土木構造物の耐震設計ガイドライン』¹⁾において、その発生の可能性に配慮する直下地震の規模をM6.5程度としたのは、内陸地殻内で発生したこれまでの地震記録から得られた以下のような知見を踏まえたものとされている。

- ① M6.5以下の地震では、地表地震断層が生じる地震は極めて少ないこと。
- ② M6.8を超える規模の地震では、地表地震断層が生じる地震が多いこと。
- ③ M6.5以下およびM6.8以上の地震に比べ、M6.6およびM6.7の地震の発生数が少ないこと、またこのことは偶然ではなく、震源断層が地表に突き抜ける影響でMに不連続が生じているためと考えられること。
- ④ 例外的に、M6.5を超える地震でも地表地震断層を生じない場合もあるが、そのような地震による被害の程度はM6.5以下の地震による被害の上限とそれほど大きな差がないこと。

注2) 試算では、M6.5の直下地震を想定した試算では、ダム地点を中心とした半径10km、またM7.3の直下地震を想定した場合には同半径15kmの円内の範囲について考慮した。

注3) 上記の範囲内の各地点において生じるものと推定される地震動レベルの84%フラクタイル（累加確率が84%以下となる確率変数（ここでは応答スペクトル）の値）に相当するレベルとした。

参考文献

- 1) 土木学会 地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン（案）
—耐震基準作成のための手引き—（2001）
- 2) Matsumoto, N., Yoshida, H., Sasaki, T. and Annaka, T.: Response Spectra of Earthquake Motion at Dam Foundations, Proc. Twenty-first International Congress on Large Dams (2003)
- 3) 松本徳久、吉田 等、佐々木 隆、安中 正：ダムサイトでの地震動の応答スペクトル，大ダム，No. 186, pp. 69-76 (2004)

資料 1—8 コンクリートダム本体の照査における地震応答解析

1. 基本事項

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（時刻歴応答解析）を行うことを想定している。

各形式のコンクリートダムについて、有限要素法による数値解析モデル作成の基本的な考え方、当該解析モデルへの地震動入力の考え方および解析手法を以下に示す。なお、解析に用いる有限要素モデルの作成にあたっては、ダムの形式等に応じた構造特性や動的応答特性を踏まえ、解析結果が照査上危険側の結果とならないこと、解析結果の評価に必要な精度を確保できること、いたずらに計算量が大きくならないことなどの点から適切なものとするよう留意する必要がある。

以下、重力式コンクリートダムとアーチ式コンクリートダムに分けて、解析方法の概要を述べる。

2. 重力式コンクリートダム

2.1 解析モデル

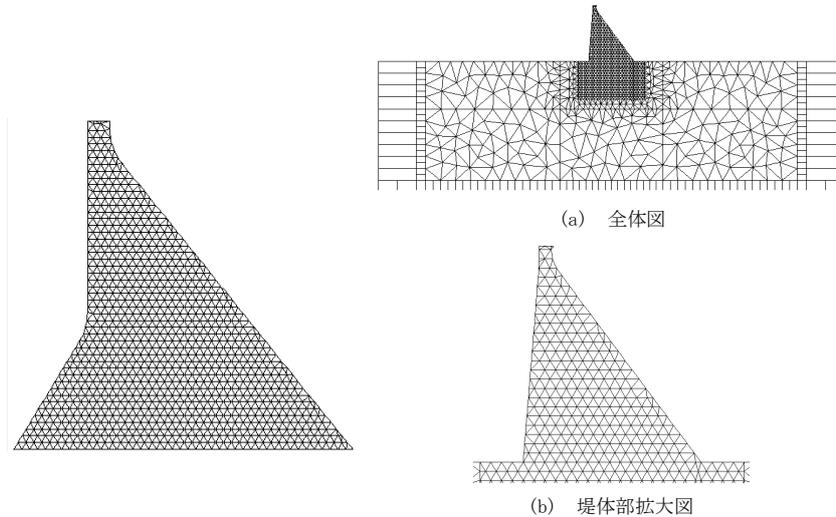
重力式コンクリートダム堤体は、ダム軸方向を横断するような横継目によって幅 15m 程度のブロックごとに分割されていることから、設計においては 2 次元断面でその構造安定性を確認している。そこで、耐震性能照査においても、基本的には 2 次元断面で検討を行うことができると考えられる（図-1.8.1）。ただし、その際には、地震時に最も厳しい条件になると予想される最大断面等を対象とする必要がある。

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とすることも可能であるが、この場合には、堤体とともに基礎地盤をモデル化してその変形性を考慮する場合に比べ、解析上堤体内の発生応力は大きくなることに注意が必要である。

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。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。

堤体の応答解析結果から堤体上に設置されたゲートなどの放流設備の地震応答解析用の入力地震動を求める場合、堤体および基礎地盤部の有限要素モデルの要素寸法を大きくすると、ゲートの固有周期に対応する高周波成分が過小評価されるおそれがあるため、適切な要素寸法を用いる必要がある。

地震時動水圧は、貯水を圧縮性流体としてモデル化することによりその影響を考慮するのがよいが、近似的に非圧縮性流体とみなして、付加質量マトリクス等により考慮する方法も採りうる。



(1) 堤体だけの2次元モデル (2) 堤体と基礎地盤を含む2次元モデル

図-1.8.1 重力式コンクリートダム解析モデル

2.2 地震動入力

当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震を選定し、その地震によってダム地点において発生すると推定される地震動の加速度時刻歴波形をダムの耐震性能照査に用いる。その際、ダムの距離減衰式による経験的方法のようにダム堤体底面における地震動が推定される場合と、ダムが存在しない開放基盤上での地震動が推定される場合がある。

ダム堤体底面における地震動が推定される場合には、基礎地盤部についてもモデル化する際は、堤体底面において、ダム地点において設定された照査用地震動が作用するような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面から入力する。そのような地震動は、解析モデルにおける堤体底面と基礎地盤部底面との伝達関数を利用して、ダム地点において設定された照査用地震動を基に求めることができる。開放基盤上での地震動が推定される場合には、一次元成層地盤応答解析により解析モデルの基礎地盤の境界条件等を考慮して、基礎地盤部底面から入力する地震動を算出することができる。なお、堤体のみをモデル化する場合、照査用地震動を堤体底面から直接入力することとなる。

2.3 解析手法

数値解析法により、コンクリートダム堤体内の引張破壊を考慮する方法の主なものとして、離散型クラックモデルと分布型クラックモデル（スミアドクラックモデル（*smearred crack model*））がある。離散型クラックモデルは、引張破壊により発生したクラックの開きを変位として考慮できる要素（例：ジョイント要素）を用いるもので、通常クラックが入る可能性がある位置に予めクラックを表現する要素を導入して解析を行うことが一般的である。動的解析中にクラックが入る場所を特定しながらクラックを表現する要素を導入していく方法もあるが、計算途中段階で要素分割形状を修正することが必要になる場合には多大な計算時間を必要とするため、コンピュータ技術が進歩した現在でも動的解析との組合せでは実施例が少ない。

一方、分布型クラックモデルは、要素自体にクラック発生前後の特性を付与する方法で、予めクラックが入る場所を設定する必要がない。また、クラック発生後もコンクリートを連続体として扱い、クラックを要素の材料特性の変化としてモデル化するので、初期に設定した幾何学的条件を変更することな

くクラックの進展を追跡できる。しかし、この分布型クラックモデルは、クラック発生が構造物の応力状態、巨視的な変形状態に与える影響を表現することは可能であるが、クラックの開きを要素のひずみに置き換えて評価する手法であるため、クラックそのものの開きを直接的に評価することには適していない。ダム堤体内の引張破壊を考慮する方法には、これ以外にも種々の手法があるが、各々に一長一短がある。

大規模地震時における重力式コンクリートダム堤体のクラック発生箇所および進展方向を予め推定・予測することは困難であることから、重力式コンクリートダムのクラック進展解析では分布型クラックモデルを用いた事例が比較的多くみられる。コンクリート材料の破壊進行は、引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化式（軟化曲線形状）などのコンクリート材料の引張軟化特性により決定づけられる。

3. アーチ式コンクリートダム

3.1 解析モデル

構造上、3次元的な挙動が特徴的であるダム型式であるため、堤体および基礎地盤を含めた3次元モデルを用いることが適切である（図-1.8.2）。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。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。

地震時動水圧は、貯水を圧縮性流体としてモデル化することによりその影響を考慮するのがよいが、近似的に非圧縮性流体とみなして、付加質量マトリクス等により考慮する方法も採りうる。

3.2 地震動入力

ダム堤体底面における地震動が推定される場合には、基礎地盤部についてもモデル化する際は、堤体底面において、ダム地点において設定された照査用地震動が作用するような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面から入力する。そのような地震動は、解析モデルにおける堤体底面と基礎地盤部底面との伝達関数を利用して、ダム地点において設定された照査用地震動を基に求めることができる。開放基盤上での地震動が推定される場合には、一次元成層地盤応答解析により解析モデルの基礎地盤の境界条件等を考慮して、基礎地盤部底面から入力する地震動を算出することができる。

3.3 解析手法

隣接ブロックおよび岩盤双方への応力伝達が重要な役割を果たしているアーチ式コンクリートダムでは、地震応答解析にあたり、ブロック間の応力伝達を受け持つ横継目や堤体と岩盤間の応力伝達を受け持つ接合部（周辺継目が設けられている場合はその継目部）の挙動を適切に考慮する必要がある。特に、地震時においてこれらの箇所で引張応力が発生する場合は、それが開くことによる堤体内発生応力の緩和効果が期待される。このため、損傷過程として継目や堤体と岩盤の接合部の開口挙動を考慮できるよう、有限要素モデルにおいてこれらを接合要素としてモデル化し、引張応力が生じた場合に相対変位を許容する等、その発生応力に応じて開口条件を適切に設定した非線形動的解析によることが考えられる。

レベル2地震動として想定するような極めて強い地震動によって、アーチ式コンクリートダムが損傷を受ける場合を想定すると、まず継目や堤体と岩盤の接合部が開き、それでも発生応力が堤体コンクリートの強度を超える場合には、コンクリートに引張亀裂による損傷が生じることも考えられる。このよ

うな場合には、重力式コンクリートダムと同様、損傷過程として継目や堤体と岩盤の接合部の開きとともに、堤体コンクリートにおける引張亀裂の発生を考慮する必要がある。その場合には、既作成の要素分割モデルの要素境界に沿って接合要素を導入し、堤体コンクリートの引張亀裂の発生を考慮する方法が考えられる（図-1.8.3）。それでも堤体に発生する引張応力が堤体コンクリートの引張強度を超える場合には、分布型クラックモデル等を用いて任意の方向に引張亀裂が発生することを考慮した3次元動的解析を実施することが考えられる。

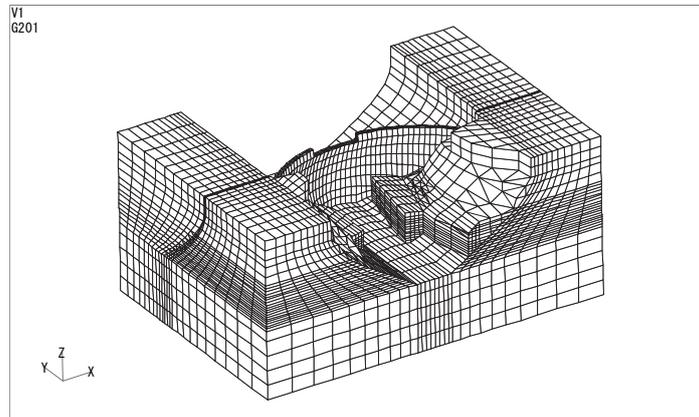


図-1.8.2 アーチダムの解析モデル（基礎地盤を含む3次元モデル）

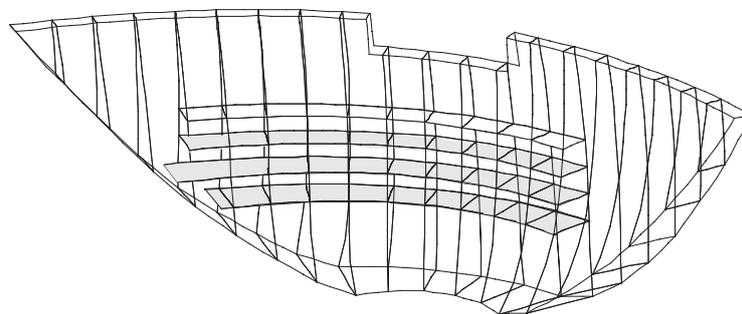


図-1.8.3 アーチ式コンクリートダムへの要素分割境界に沿った接合要素の導入例

資料 1—9 コンクリートダム本体の照査における材料物性値の設定における留意点

1. 基本事項

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、以下に示すような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第一案として考えられる。新規ダムにおいては追加実験を実施し、照査解析に必要な材料物性を得ることも考えられる。引張軟化に関わる係数を求める実験方法は既に提案¹⁾されているが、比較的新しい実験方法であることから、専門家の指導のもと適切に実施する必要がある。また、既存ダムでは実際にダム堤体からコアサンプルを採取し、材料試験を行なう方法も考えられる。

基礎地盤の材料物性のうち弾性係数については、設計時の変形試験結果として得られていることが多いが、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、動的解析において深部の基礎地盤までモデル化し、基礎地盤内の地震波の伝播を考慮する場合には、弾性波探査結果を用いて基礎地盤の弾性係数を設定する必要がある。

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否か、基礎地盤外側にエネルギー吸収境界を考慮するか否か、構造の3次元性を考慮するか否か、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測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。

2. コンクリート材料物性の特性

2. 1 引張強度の特性

① 圧縮強度と引張強度の関係

同一バッチのコンクリートから作製した供試体に対して圧縮強度と引張強度（割裂強度）の関係を示したものが図-1.9.1である²⁾。図より、引張強度は圧縮強度の1/8～1/13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。

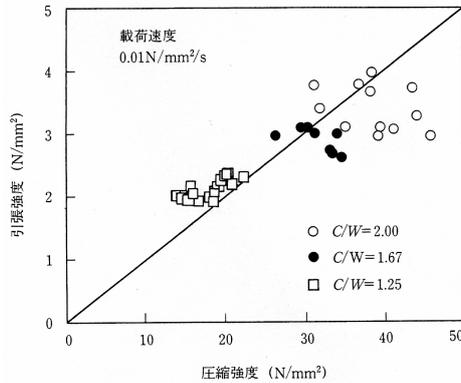


図-1.9.1 圧縮強度と引張強度の関係

種々の強度、配合のコンクリートの試験結果から、圧縮強度と引張強度の関係として [割裂引張強度] = $1.7 \times [\text{圧縮強度}]^{2/3}$ (割裂引張強度を 100psi 単位、圧縮強度を 1000psi 単位で示した場合の式。割裂引張強度、圧縮強度を MPa 単位で示した場合には、[割裂引張強度] = $0.323[\text{圧縮強度}]^{2/3}$ という数式で示される。) という式も提案³⁾されている。この式と、図-1.9.1における圧縮強度と引張強度の関係は、ほぼ一致する。

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を図-1.9.2に示す²⁾。図より、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も増加していくことがわかる。

また、図-1.9.3は載荷速度 $v=0.01(\text{N}/\text{mm}^2/\text{s})$ の場合を基準として引張強度を正規化し、図-1.9.2を書き改めたものである。図より、セメント水比によらず、載荷速度に応じた正規化した引張強度の伸び率はほぼ同じ値を示すことがわかる。

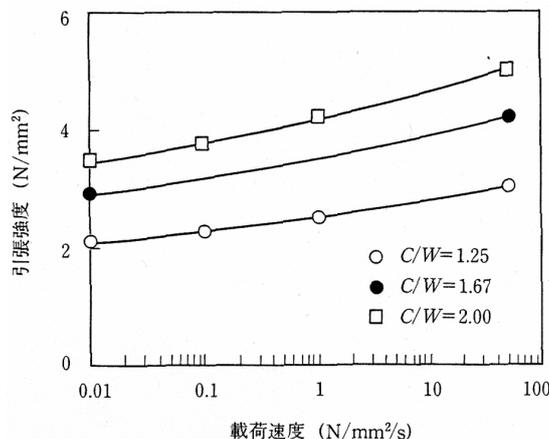


図-1.9.2 載荷速度と引張強度の関係

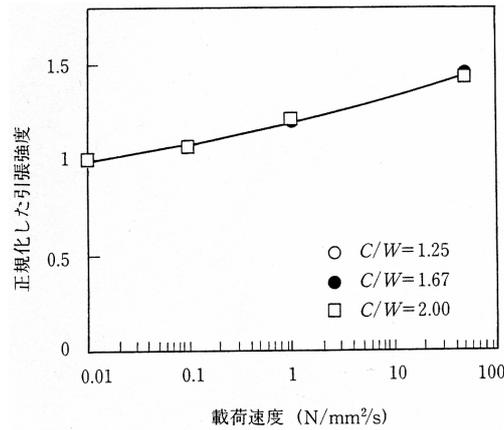


図-1.9.3 載荷速度と正規化した引張強度の関係

③ 地震時における動的引張強度

現行設計法において、堤高 $H(m)$ の重力式コンクリートダムに必要な圧縮強度の大きさはおよそ $0.15H(N/mm^2)$ で与えられるが、引張強度を圧縮強度の $1/10$ とすると、堤体コンクリートが有する静的引張強度の大きさ f_t は次式で表される。

$$f_t = 0.015H \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (1.9.1)$$

一方、堤高 $H(m)$ の重力式コンクリートダムの 1 次固有周期 T はおよそ $0.0025H$ (秒) で与えられる。そこで、地震時にダムが共振し、 $\sigma_d(N/mm^2)$ なる動的引張応力が発生することを想定する。この場合、堤体に発生する応力およびその変化率は時々刻々変化することとなり、地震時における応力の増加速度、つまり載荷速度は一定ではない。そこで、地震時の載荷速度の一つの指標として応力が増加していく時の平均増加速度 v' を考えた場合、それは概ね次式で表されることになる。

$$v' = \frac{4\sigma_d}{T} = \frac{1600\sigma_d}{H} \text{ (N/mm}^2\text{/s)} \quad (1.9.2)$$

この応力増加速度 v' (N/mm²/s) を図-1.9.3 の載荷速度 v と考えると、正規化した動的引張強度 σ_d/f_t は次式で表される。

$$\frac{\sigma_d}{f_t} = 1.20 + 0.126 \log v + 0.011 (\log v)^2 \quad (1.9.3)$$

そこで、式(1.9.1)、式(1.9.2)および式(1.9.3)から、堤高 $H(m)$ の重力式コンクリートダムが耐えうる動的引張応力(すなわち、動的引張強度) σ_d を求めると、図-1.9.4 のようになる。図より、動的引張強度と静的引張強度の比 σ_d/f_t は、堤高にかかわらず 1.4 程度の値を有していることがわかる。すなわち、地震時の堤体の 1 次共振時の堤体応力の平均増加速度を基に考えた場合には、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になる。

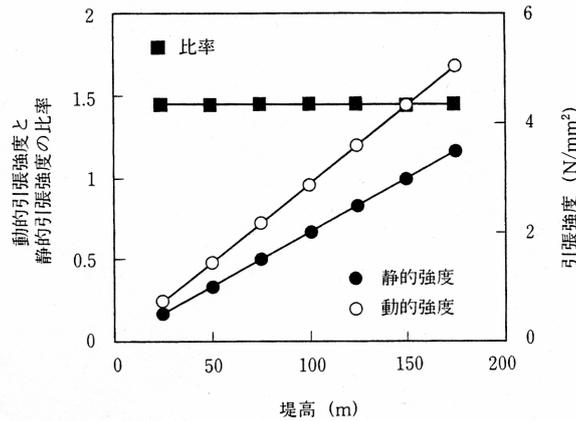


図-1.9.4 静的引張強度と動的引張強度の関係

2. 2 弾性係数の特性

① 圧縮強度と弾性係数

図-1.9.5⁵⁾は、一般コンクリートでのヤング率（弾性係数）の設定方法を示したものである。圧縮強度が大きくなるほどヤング率は大きくなるが、圧縮強度 24~40(N/mm²)で普通コンクリートの場合、ヤング率 25~31(kN/mm²)の範囲にある。

3. 2. 5 ヤング係数

(1) コンクリートのヤング係数は、原則として、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験法」によって求めるものとする。

(2) コンクリートのヤング係数 E_c は、一般に表 3. 2. 1 に示した値としてよい。

表 3. 2. 1 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	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

図-1.9.5 一般コンクリートでの弾性係数の設定方法

② 荷重速度と弾性係数の関係

図-1.9.6²⁾は、割裂引張試験における荷重速度と弾性係数の関係を示したものである。なお、ここで弾性係数とは引張強度の 30%の応力時における割線弾性係数を表している。図より、弾性係数の値にややばらつきが見られるものの、弾性係数の荷重速度依存性はあまり見られないことがわかる。これは、引張強度の荷重速度依存性と比べ、大きく異なる点である。動的荷重においては、引張強度は大きく変化するが、弾性係数はあまり変化しない。このことは、動的荷重では、引張ひずみ能が大きくなることを示している。

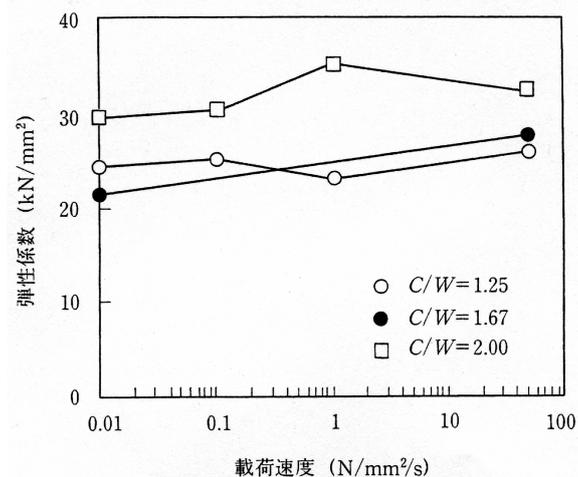


図-1.9.6 載荷速度と弾性係数の関係

図-1.9.7⁴⁾は、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たものである。ここで、図に示した弾性係数の値は、引張荷重を載荷し始めた初期の段階における応力ひずみ曲線の勾配から求めた値である。図より、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といえることができる。

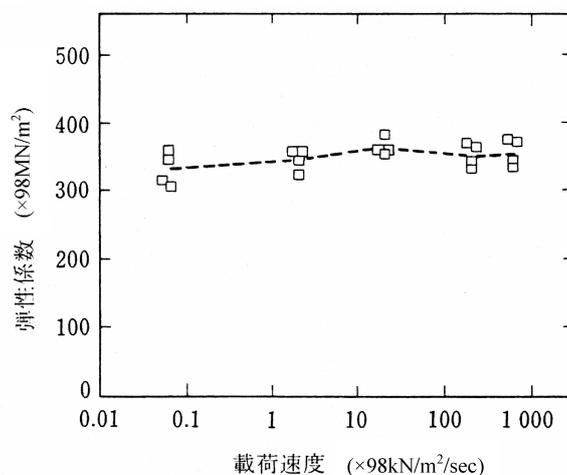


図-1.9.7 載荷速度と弾性係数の関係

2. 3 引張軟化特性

① 一般的な引張軟化特性

図-1.9.8⁵⁾に、一般的なコンクリートの引張軟化特性のモデル化について示す。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⁶⁾の動的解析における材料物性の設定においては、大きな有限要素寸法を用いた時にも分布型クラック手法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みられる。

3.2.4 引張軟化特性

(1) 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、式 (3.2.8) により求めてよい。

$$G_F = 10(d_{\max})^{1/3} \cdot f_{ck}^{1/3} \quad (\text{N/m}) \quad (3.2.8)$$

ここに、 d_{\max} : 粗骨材の最大寸法 (mm)

f_{ck} : 圧縮強度の特性値 (設計基準強度) (N/mm^2)

(2) 引張軟化曲線は、図 3.2.2 に示したモデル化されたものを使用してもよい。

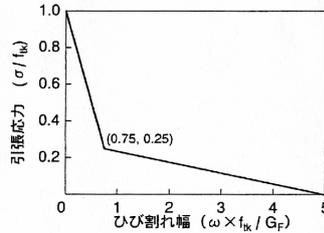


図 3.2.2 引張軟化曲線

図-1.9.8 一般的な引張軟化特性

② 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

図-1.9.9 に示すような「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条件および結果⁶⁾を表-1.9.1、1.9.2、1.9.3 に示す。供試体寸法は粗骨材寸法に合わせて、高さ 1,200mm×幅 1,200mm×厚さ 450mm (L 型)、高さ 800mm×幅 800mm×厚さ 400mm (M 型) および高さ 200mm×幅 200mm×厚さ 100mm (S 型) の 3 種類が用いられた。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 (LS-300-150) で破壊エネルギー G_{FS} は 317N/m と一般的なコンクリートに比較して大きな値となっている。

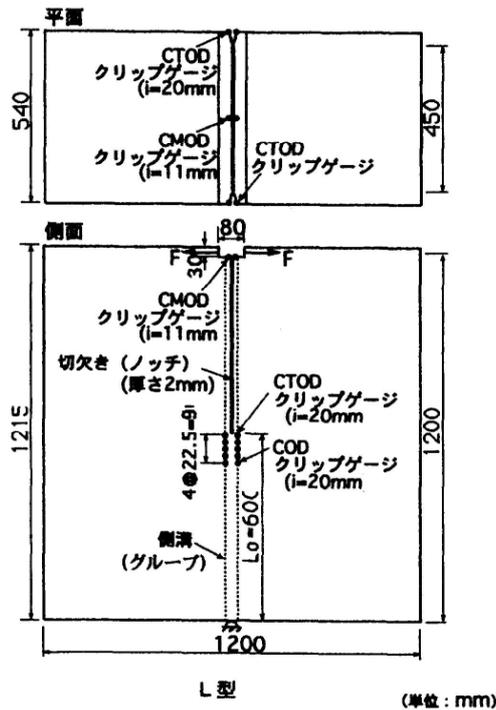


図-1.9.9 くさび挿入型割裂試験⁶⁾

表-1.9.1 くさび挿入型割裂試験条件⁶⁾

試験種別	コンクリート 圧縮強度	CMOD 速度	粗骨材の 最大寸法	試験体の大きさおよび試験番号		
				S	M	L
動的試験	30	1	20	SM-300-20	—	—
	30	10	20	SF-300-20	—	—
	30	340	20	SU-300-20	—	—
	18	10	20	SF-180-20	—	—
	18	340	20	SU-180-20	—	—
	18	12,400	20	SE-180-20	—	—
静的試験	30	0.1	20	SS-300-20	—	—
	30	0.1	20	SS-300-20 (80)	—	—
	30	0.1	20	SS-300-20 (150)	—	—
	30	0.1	20	—	MS-300-20	LS-300-20
	30	0.1	40	—	MS-300-40 (80)	—
	30	0.1	80	—	MS-300-80 (150)	LS-300-80
	30	0.1	150	—	—	LS-300-150
	18	0.1	20	SS-180-20	—	—
	18	0.1	80	—	MS-180-80 (150)	—
18	0.1	150	—	—	LS-180-150	

注：()は数字の粗骨材最大寸法のコンクリートをウェットスクリーニングすることを示す。

表-1.9.2 強度試験結果一覧⁶⁾

想定圧縮強度	種 別	平均値
30MPa (材令 約3ヶ月時 における結果)	圧縮強度 f_{cm}	34.1MPa
	引張強度 f_{ctm}	2.53MPa
	曲げ強度 f_{bm}	3.63MPa
	静弾性係数 E_{cm}	33.5GPa
	ポアソン比	0.18
18MPa ($d_{max}=20mm$, 材令 約1ヶ月時におけ る結果)	圧縮強度 f_{cm}	17.6MPa
	引張強度 f_{ctm}	1.84MPa
	曲げ強度 f_{bm}	1.99MPa
	静弾性係数 E_{cm}	24.3GPa
	ポアソン比	0.15

表-1.9.3 くさび挿入型割裂試験による破壊エネルギー測定結果⁶⁾

試験条件	CMOD速度 (mm/min)	最大水平荷重 (平均値) F (kN)	最大荷重時 のCMOD (mm)	破壊エネルギー G _{FS} (N/m)
SS-180-20	0.1	1.93 (1.00)	0.131 (1.00)	204 (1.00)
SF-180-20	10	2.59 (1.34)	0.121 (0.92)	234 (1.44)
SU-180-20	340	2.99 (1.55)	0.125 (0.95)	243 (1.50)
SE-180-20	12,400	4.87 (2.52)	0.155 (1.18)	349 (2.15)
SS-300-20	0.1	3.31 (1.00)	0.122 (1.00)	226 (1.00)
SM-300-20	1	3.95 (1.19)	0.116 (0.95)	262 (1.30)
SF-300-20	10	3.91 (1.18)	0.128 (1.05)	269 (1.33)
SU-300-20	340	4.15 (1.25)	0.125 (1.02)	254 (1.26)

注：()内数字はSS条件に対する比率を示す。

試験番号	CMOD速度 (mm/min)	最大水平荷重 (平均値) F (kN)	最大荷重時の CMOD (mm)	破壊エネルギー G _{FS} (N/m)
SS-300-20	0.1	3.31	0.122	226
SS-300-20(80)	0.1	3.76	0.111	147
SS-300-20(150)	0.1	2.66	0.104	132
MS-300-20	0.1	24.5	0.287	215
MS-300-40(80)	0.1	29.7	0.211	219
MS-300-80(150)	0.1	27.6	0.238	248
LS-300-20	0.1	39.7	0.312	208
LS-300-80	0.1	50.7	0.329	276
LS-300-150	0.1	47.7	0.336	317
SS-180-20	0.1	1.93	0.131	204
MS-180-80	0.1	26.3	0.242	311
LS-180-150	0.1	43.3	0.297	304

b) 破壊エネルギーとクラック進展速度の関係

図-1.9.10⁶⁾は、破壊エネルギー比 G_{FSD}/G_{FSS} (G_{FSS} は、基準とするクラック進展速度 V_{cs} の時の破壊エネルギー) とクラック進展速度比 $V_c = V_{CD}/V_{cs}$ の関係を示したものである。同図では CMOD 速度 0.1mm/min に対する値を静的な条件として添字 S、これより大きい CMOD 速度に対する結果を動的な条件として添字 D で示している。CMOD とは、くさび挿入試験における片口開口変位のことである。破壊エネルギー G_{FS} 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_{FS} が得られている。

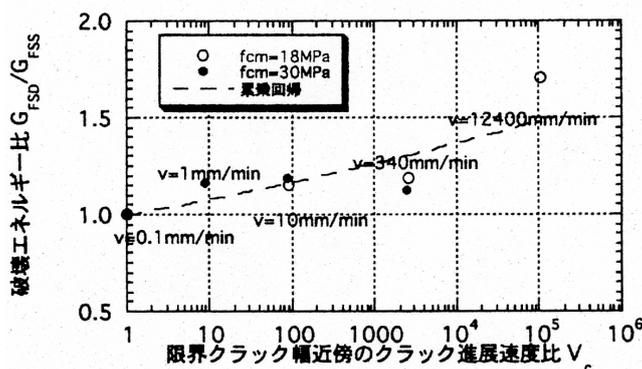


図-1.9.10 破壊エネルギーとクラック進展速度の関係⁶⁾

c) 粗骨材の最大寸法と破壊エネルギーの関係

図-1.9.11⁶⁾は破壊エネルギー G_{FS} に対する粗骨材の最大寸法の影響を示したものである。図より、粗骨材の最大寸法が大きくなると破壊エネルギーが増加することがわかる。また、図には CEB-FIP モデルコード 1990 での関係式（圧縮強度 20~88MPa を対象）が示されているが、同じ粗骨材寸法では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わかる。

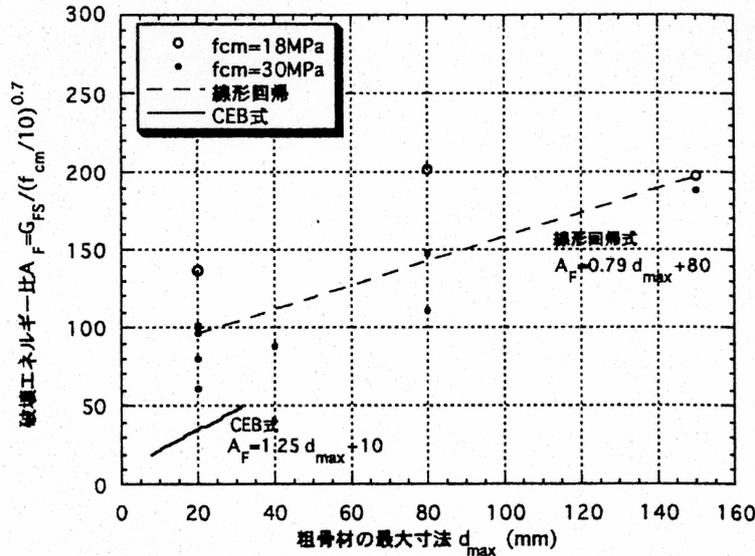


図-1.9.11 粗骨材の最大寸法と破壊エネルギーの関係⁶⁾

2. 4 分布型クラックモデル（スミアドクラックモデル（smeared crack model））解析における引張軟化式（引張軟化曲線）の影響

① 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} を越えると、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、ダムの有限要素法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。

② 二直線式と単直線式の比較⁷⁾

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するため、図-1.9.12 に示したような梁の三点曲げ試験を模擬した解析を行った。図-1.9.13 は、引張軟化曲線を単直線および二直線で近似した場合の荷重と右端最下点（図-1.9.12 に位置を示す箇所）の変位の関係で、引張軟化応力 3.0MPa について示したものである。なお、破壊エネルギーは 300N/m で一定とした。図より、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わかる。また、図には引張

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%下げたケースも併記している。図より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になっているのがわかる。ここでは梁の三点曲げ試験の一例だけの比較であるが、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引くことが必要となると考えられる。

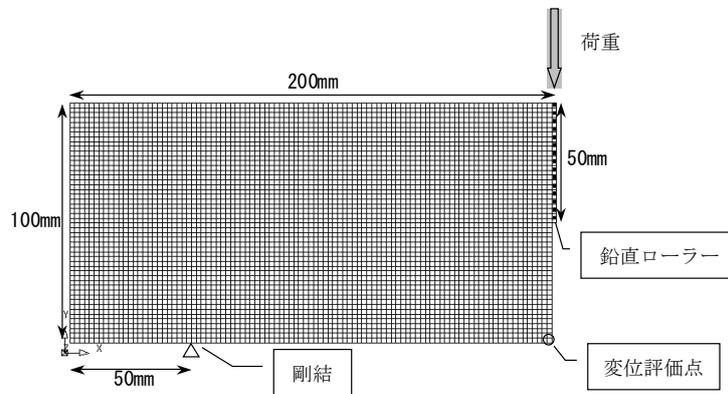


図-1.9.12 解析モデル

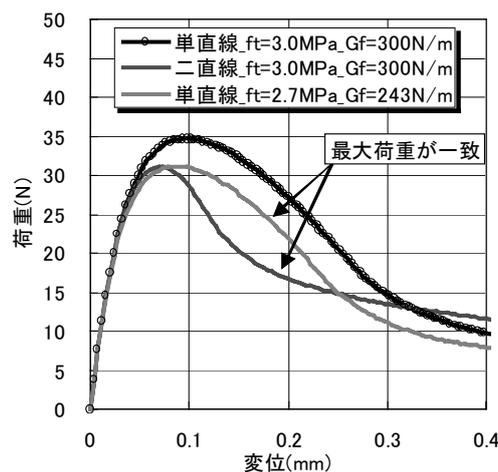


図-1.9.13 引張軟化曲線の影響

3. 材料物性値の設定例

以上のことを考慮して、コンクリートの粗骨材最大寸法 150mm、圧縮強度 25MPa の場合におけるコンクリートの材料物性値の設定例を以下に示す。

[設定例]

引張強度を圧縮強度の 1/10 程度と考えると 2.5MPa とし、引張軟化開始応力を引張強度と同値と考える。図-1.9.5 を参考にして、弾性係数は 27,000MPa とする。破壊エネルギーについては、文献 6)において、圧縮強度 30MPa、骨材最大寸法 150mm のダム用コンクリートのくさび挿入型試験による L 型試験体を用いた緩速載荷条件により破壊エネルギー 317N/m となっているのを参考にして、300N/m と設定する。

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。しかし、ここでは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として、

動的載荷割り増しは考慮しない。

参考文献

- 1) コンクリート工学協会：JCI 規準「切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法 JCI-S-001-2003
- 2) 永山 功、佐々木隆、波多野政博：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
- 3) Raphael, J.M. "*Tensile Strength of Concrete*", ACI Journal, March-April 1984
- 4) 永山 功、渡辺和夫、尾畑伸之：ダム用コンクリートの直接引張強度試験とその試験結果についての考察、ダム技術、No.54、1991 年 3 月
- 5) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]、2002 年 3 月
- 6) 堀井秀之、内田善久、柏柳正之、木全宏之、岡田武二：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、電力士木、No.286、2000 年 3 月
- 7) 山口嘉一、佐々木隆、金縄健一：コンクリートダムの耐震性評価法の合理化に関する調査、土木研究所成果報告書【平成 14 年度】、pp.289-298、2003 年 3 月

資料 1—10 フィルダム本体の照査における地震応答解析

1. はじめに

フィルダム本体の耐震性能照査解析では、等価線形化法等による動的解析を行い、地震時のすべりに対する安定性を評価し、すべり等による損傷が生じるおそれがある場合には塑性変形解析を行い残留（永久）変形を評価する必要がある。

ここでは、フィルダム本体の耐震性能照査解析の一般的な手法として、等価線形化法による動的解析、およびその結果を用いてすべり変形量を求める塑性変形解析手法である Newmark 法と渡辺・馬場法について述べる。

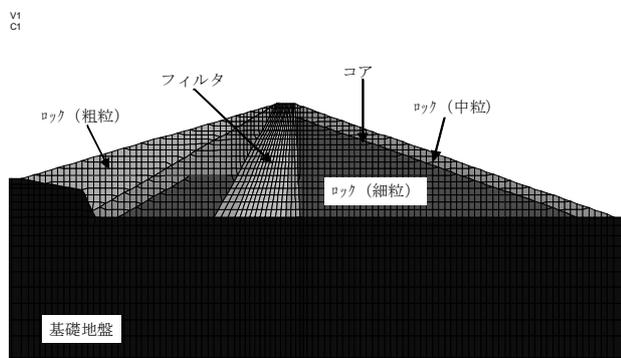
2. 等価線形化法による動的解析

フィルダムの動的解析手法としては、ひずみ振幅によって剛性や減衰定数が変化するという非線形性を単純な線形モデルで近似して行う等価線形化法が一般的に用いられている。線形モデルで近似してその動的応答を求め、その結果に対してすべり変形量を求める方法については実用的であり、これまでも一定の実績がある。このため、この指針(案)では主としてこのような解析手法による照査を想定している。

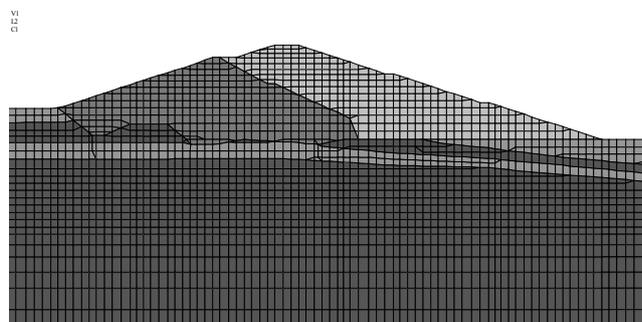
各形式のフィルダムについて、有限要素法による数値解析モデル作成の基本的な考え方および当該解析モデルへの地震動入力の考え方を表-1.10.1 および図-1.10.1 に示す。なお、解析に用いる有限要素モデルの作成にあたっては、ダム形式等に応じた構造特性や動的応答特性を踏まえ、解析結果が照査上危険側の結果とならないこと、解析結果の評価に必要な精度を確保できること、いたずらに計算量が大きくなることなどの点から適切なものとするよう留意する必要がある。

表-1.10.1 フィルダム本体の解析モデル等（一般的な考え方）

ダム形式	解析モデル	地震動入力	その他
土質遮水型ロックフィルダム	<ul style="list-style-type: none"> • 一般には最大断面等地震時に最も厳しい条件となる断面を対象とした2次元モデルとすることができる。 • 砂礫地盤または土質地盤を基礎地盤とする場合、またはこれらを一部残す場合には、基礎岩盤を含めたモデル化を行う。 • 基礎地盤が良好な岩盤と考えられる通常の場合、堤体底面を剛結として堤体のみをモデル化することができる。 • 基礎地盤も含めてモデル化する場合には、基礎地盤部の境界条件としては領域外へのエネルギー逸散を適切に考慮できるものが望ましい。 	<ul style="list-style-type: none"> • 基礎地盤部についてもモデル化する場合は、堤体底面、ないしはダム基礎岩盤相当部において、ダム地点において設定された照査用地震動（時刻歴加速度波形）が作用することとなるような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面に入力する。 • 堤体のみをモデル化する場合、ダム地点において設定された照査用地震動（時刻歴加速度波形）を堤体底面に入力する。 	<ul style="list-style-type: none"> • フィルダムにおける解析は一般に初期状態における応力・変形を求める静的解析結果と動的解析の結果を重ね合わせる。静的モデルでは、基本的に築堤解析・湛水解析による静的非線形解析によって堤体材料の物性を算出し、その結果得られた静的応力を初期応力として動的解析を行いその結果を重ね合わせる。
アースダム	<ul style="list-style-type: none"> • 堤体材料に砂質系の材料を用いる場合、地震時の過剰間隙水圧による強度低下が問題となる場合がある。この場合、解析モデルには有効応力を考慮できるものとする。 • 基礎岩盤を含めてモデル化するものとするが、基礎地盤が良好な岩盤と考えられる場合、堤体底面を剛結として堤体のみをモデル化することができる。 • 特に堤体に加え基礎地盤も含めてモデル化する場合、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。 	<ul style="list-style-type: none"> • 基礎地盤部についてもモデル化する場合は、堤体底面、ないしはダム基礎岩盤相当部において、ダム地点において設定された照査用地震動（時刻歴加速度波形）が作用することとなるような地震動を解析モデルの基礎地盤部底面に入力する。 	<ul style="list-style-type: none"> • 材料の物性値は実際に室内試験等から求めた値を用いることを基本とする。 • 減衰率は、当該ダムでの強震観測記録をもとに同定することが望ましい。適切な記録がない場合には、堤体材料の履歴減衰定数に波動の逸散を考慮した逸散減衰（経験的に15%程度）を付加することができる。



(a) ロックフィルダム



(b) アースダム

図-1.10.1 フィルダム本体の解析モデルの例

3. すべり変形量を求める塑性変形解析

3.1 Newmark 法とすべりブロック法を組み合わせた算定手法^{1),2)}

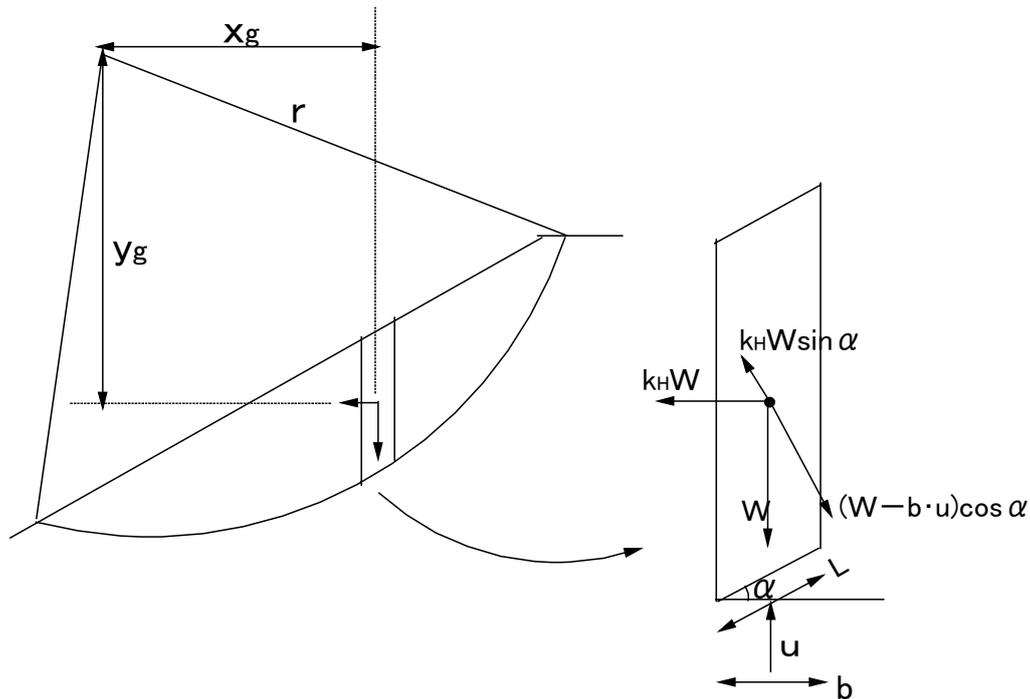


図-1.10.2 滑動変位計算モデル

Newmark 法は、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から完全剛塑性性を仮定し、すべり土塊の滑動変形量を算定するものである。

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。以下に Newmark 法の概要を示す。

すべり安全率 F_s は式(1.10.1)のように表される (図-1.10.2 参照)。

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_H M_{RK}}{M_{DW} + k_H M_{DK}} \quad \dots \dots (1.10.1)$$

ここに、

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 ($= \sum x_g W$)

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

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

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

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

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

いま、土塊が滑動する直前で釣り合っているとすれば、 $F_s = 1$ 、 $k_H = k_y$ (降伏震度)として式(1.10.1)を变形することで式(1.10.2)が得られる。

$$k_y (M_{RK} + M_{DK}) = M_{RW} - M_{DW} \quad \dots \dots (1.10.2)$$

$(M_{RK} + M_{DK})$ は単位の慣性力(1G)が作用した場合の慣性力のみによる抵抗、滑動モーメントの総和の値で、それに降伏震度 k_y を乗じたモーメントは、自重による抵抗モーメントのあまり(抵抗 - 滑動)と釣り合っている。

ここで、動的解析による土塊の等価瞬間震度を k_{H0} とすれば、角運動量保存則より、

$$\dot{\theta} = \Delta M / J = (k_{H0} - k_y)(M_{RK} + M_{DK}) / J \quad \dots \dots (1.10.3)$$

ここで、

$\dot{\theta}$: 回転加速度

J : 土塊の慣性モーメント

k_{H0} が k_y を越えた分に対し、線形加速度法 ($\beta=1/6$) により逐次計算して回転角 θ を算定し、それに半径 R を乗じて変形量 δ とする。

$$\left. \begin{aligned} \dot{\theta}_{n+1} &= \dot{\theta}_n + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_n + \ddot{\theta}_{n+1})\Delta t \\ \theta_{n+1} &= \theta_n + \dot{\theta}_n \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \ddot{\theta}_n + \beta\Delta t^2 \ddot{\theta}_{n+1} \\ \delta &= \theta \cdot R \end{aligned} \right\} \dots \dots (1.10.4)$$

なお、 k_y は式(1.10.2)より算定する。

また、等価震度の算定方法は以下に示すとおりである。

- (1) すべり線内部の要素をピックアップして対象とするすべり土塊要素を選択する。すべり線が要素を横切の場合は要素重心がすべり線内部であればすべり土塊の対象とする (図-1.10.3 参照)。

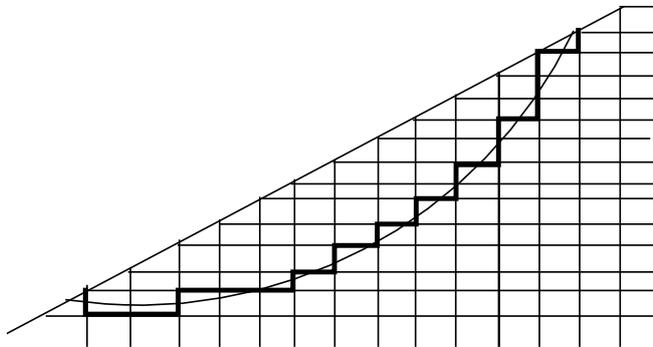


図-1.10.3 すべり土塊とする要素の抽出

- (2) 要素加速度を算定する。節点の加速度から形状関数を用いて要素内部加速度を仮定し、それを要素積分して要素加速度を求める。
- (3) (2) で求めた加速度に密度を乗じて要素慣性力を求め、すべり土塊全体領域で積分して土塊全体の慣性力を算定する。それを土塊重量で除した量を土塊平均加速度とする。

$$k_h = \frac{\iint \rho(x,y)\alpha(x,y)dxdy}{g \iint \rho(x,y)dxdy} \quad \dots \dots (1.10.5)$$

ここに、

α : 堤体内部点の加速度

g : 重力加速度

ρ : 堤体内部点の密度

3.2 渡辺・馬場のすべり土塊変形量の算定方法

渡辺・馬場³⁾は、すべり土塊の変形量の算出方法として潜在的すべり円弧上土塊の等価瞬間震度に対応する慣性力、重力、すべり円弧に作用する応力すべてに関する釣り合い式から、土塊がすべり出すのに必要な震度を降伏震度と定義し、これを超える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計算する。等価瞬間震度 k_h は式-(1.10.5)により求めることができる。

鉛直震度の影響を無視した場合、降伏震度 k_{hy} は次式で求められる。

$$k_{hy} = F_s k_h + (F_s - 1) \tan \beta \quad \dots \dots (1.10.6)$$

ここに、 β は円弧中心と土塊重心との連結直線が鉛直線となす角度である。

降伏加速度を超過する加速度に対して、すべり線上の土塊の水平残留変位量 D_{rh} は次式で求められる。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int_0^{\tau} (k_h - k_{hy}) g d\tau dt \quad \dots \dots (1.10.7)$$

ここに、

k_{hy} : 降伏震度

t_1 : 土塊の速度がゼロとなる時刻

t_0 : 潜在すべり線の安全率が1となる時刻

以下にすべり安全率の算定方法を示す (図-1.10.4 参照)。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j A_j \sigma_{nj}' b_j + \sum_{k=1}^Q l_k A_k' \sigma_{nk}' b_k'}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k} \quad \dots \dots (1.10.8)$$

ここに、

M : すべり線を通る要素のうち
コア部を通る要素の数

P : すべり線を通る要素のうち
フィルタ部を通る要素の数

Q : すべり線を通る要素のうち
ロック部を通る要素の数

i, j, k : i, j, k 番目要素

l : すべり面上の要素 i, j, k を通過する
すべり線長さ

c_i, ϕ_i : 要素 i の強度定数 (コア材)

A_j, b_j : 要素 j の強度定数 (フィルタ材)

A_k', b_k' : 要素 k の強度定数 (ロック材)

$\sigma_{ni}', \sigma_{nj}', \sigma_{nk}'$: 要素 i, j, k におけるすべり面直交方向の有効応力

$\tau_{Si}, \tau_{Sj}, \tau_{Sk}$: 要素 i, j, k におけるすべり面沿いのせん断応力

ただし、 σ_n' が引張の場合には抵抗力を0とする。

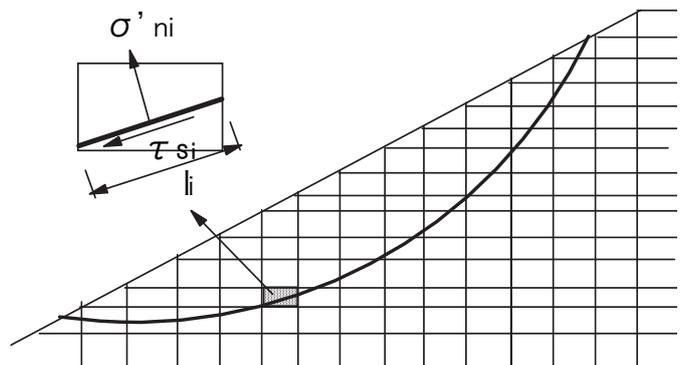


図-1.10.4 すべり線上の要素の応力

参考文献

- 1) Newmark, N. M. : Effect of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique* ,Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- 2) 舘山 勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究, *鉄道総研報告*, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.
- 3) 渡辺啓行、馬場恭平：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, p.29, 1981.

資料 1—1 1 フィルダム本体の照査における材料物性値の設定における留意点

1. はじめに

本指針(案)に示したフィルダムの耐震性能照査解析では、すべりに伴う塑性変形を算出することが重要になってくる。すべり変形解析においては、堤体材料の強度の与え方が最も重要になる。そのため、ここではすべり変形解析における堤体材料の強度の設定における留意点を示す。

なお、フィルダムの耐震性能照査解析における初期応力状態を把握するための盛立解析、湛水解析や地震時応答を評価するための等価線形化法による動的解析は、フィルダムの挙動分析を行う際に一般的に用いられている解析手法であるため、ここでその材料物性値の設定について触れない。

2. 堤体材料の強度の設定

堤体材料の強度特性としては、現場密度および飽和条件に応じた供試体に対する三軸圧縮試験によって得られたピーク強度を用いた上で、粗粒材料であるロック材料やフィルタ材料については強度の拘束圧依存性を考慮して評価することを基本とする。なお、現場密度条件としては、既設ダムの場合には現場管理試験結果に、新設ダムの設計に当たっては、現場施工条件を再現した盛立試験結果に基づいて設定する。これらの情報が存在しない場合には、照査上安全側という判断に基づいて、現場密度は設計密度相当とする。

現行設計法におけるフィルダムの築堤材料の強度は、一般に三軸圧縮試験の結果として得られた Mohr 円に対して Mohr-Coulomb の破壊規準を適用し、次式により評価される。

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad \cdots \cdots (1.11.1)$$

ここに、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

σ_n : 想定しているせん断面に垂直な有効応力

土質材料であるコア材料については、粘着力を認めることは妥当と考えられるが、非粘着性材料であるロック、フィルタ材料については、見掛け上得られる粘着力は設計上 0 としている。

しかし、実際にロック材料の三軸圧縮試験を実施すると、破壊時の応力の Mohr 円は図-1.11.1 のように、その包絡線は直線ではなく、曲線となる。また、 $c=0$ として原点からそれぞれの Mohr 円に引いた内部摩擦角 ϕ_0 は、想定しているせん断面に垂直な有効応力 σ_n に対して図-1.11.2 に示すような分布となる。すなわち、 ϕ_0 は拘束圧によって異なり、図-1.11.2 の例では、拘束圧が小さいときは ϕ_0 は 60° 程度あり、大きくなると 40° 程度になる。これが、強度の拘束圧依存性である。

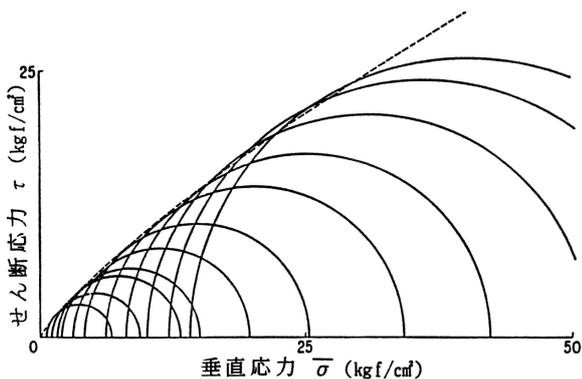


図-1.11.1 三軸圧縮試験結果¹⁾

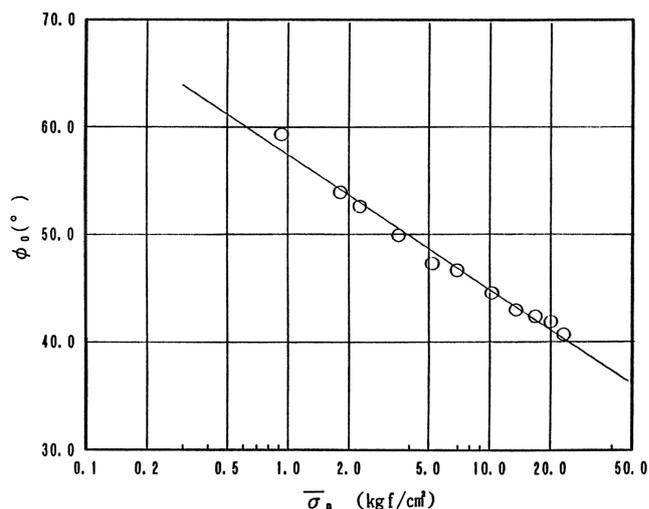


図-1.11.2 $\log \sigma_n$ と ϕ_0 の関係¹⁾

現行の設計に用いているロック材料やフィルタ材料の強度の決め方は、図-1.11.1 の応力の Mohr 円の包絡線を切片 c 、傾き $\tan \phi$ の直線で近似したうえで $c=0$ とし、その ϕ あるいは若干の安全側の余裕を見て設計強度とするというものである。このことを模式的に示すと、図-1.11.3 となる。したがって、拘束圧が低いときは実際よりかなり小さい値を設計値としていることになる。

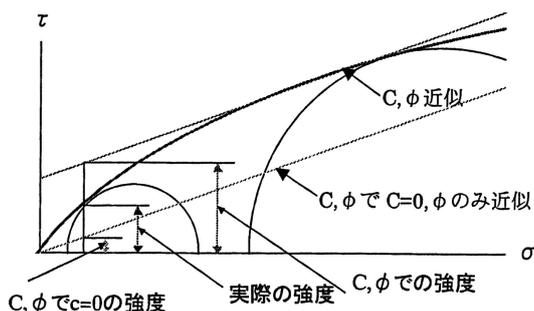


図-1.11.3 応力の Mohr 円の模式図²⁾

そのため、ロック材料やフィルタ材料の耐震性能照査に用いる強度は、その拘束圧依存性を考慮した次式によることとする。

$$\tau_f = A \sigma_n^b \quad \dots \dots (1.11.2)$$

$$\tau_f = \sigma_n \tan \phi_0 \quad \dots \dots (1.11.3)$$

ここに、 A, b は非粘着性材料のせん断強度に関する定数である。

しかし、すべり面が形成されるのは発生応力がピーク強度の状態を過ぎて残留強度に低下してからであることがわかっているため、ある程度大きな変形量が算定される場合には、必要に応じ、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮する。なお、ピーク強度から残留強度に低下する際に生じるすべり変位量は、堤体材料の粒径に依存し、粒径が大きいほど大きくなる。

よく締固めたフィルダムの堤体材料の三軸圧縮試験結果に見られるようにピーク強度に達したあと、せん断強度が低下するひずみ軟化特性に関する体系的な研究として龍岡^{3)~6)}らの研究がある。龍岡らによると、平面ひずみ圧縮試験の結果より図-1.11.4 に示すせん断応力レベル比とせん断変位の関係を整理している。

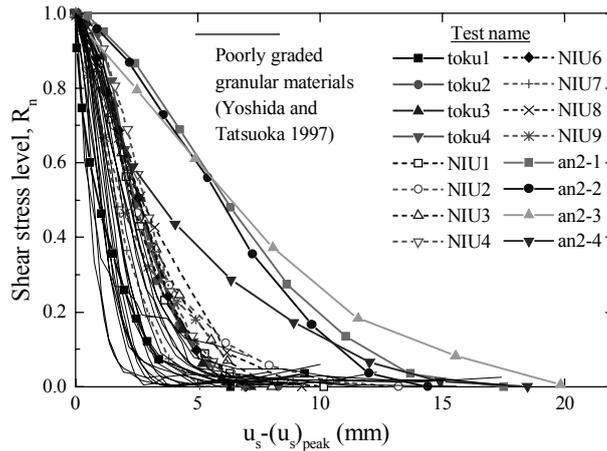


図-1.11.4 応力レベルとせん断変位の関係⁶⁾

また、Newmark 法などによりすべり変形量が算出されたからといって、直ちに残留状態に達して明瞭な分離面が生じると解釈すべきではない。実際のすべり面は、強度がピーク状態に達しただけでは発生せず、残留強度に達して初めて発現する。龍岡^{3)~6)}らの研究成果によると、すべり面が形成されるせん断変位量は平均粒径の 10 倍程度とされている。このことは、図-1.11.4 から明らかである。

一方、コア材料のような土質材料についてのピーク強度からの強度低下を考えて見る。Stark & Contreras⁷⁾は、3 地すべり地における地震時すべりについて、逆解析から求めた強度の室内試験結果に基づくピーク非排水強度に対する比とすべり量の関係を図-1.11.5 のように整理した。また、この図より、すべり量 d と強度の関係として、以下の関係を読みとっている。

- ① $d \leq 0.15m$ でピーク非排水強度の最低でも 80%は期待できる
- ② $0.15m < d \leq 2.5m$ ・・・ピークと残留の間の非排水強度
- ③ $2.5m < d$ ・・・非排水残留強度

さらに、この事実に基づいて、すべり量解析に用いる強度を以下のように提案している。

- ① $d \leq 0.15m$ ・・・（ピーク非排水強度 $\times 0.8$ ）を用いる = 安全側の評価。
- ② $0.15m < d \leq 2.5m$ ・・・ピーク非排水強度と残留非排水強度の間における低下傾向を試験により求めた場合にはその関係を利用。そうでない場合には残留非排水強度を用いる = 安全側の評価。
- ③ $2.5m < d$ ・・・非排水残留強度。

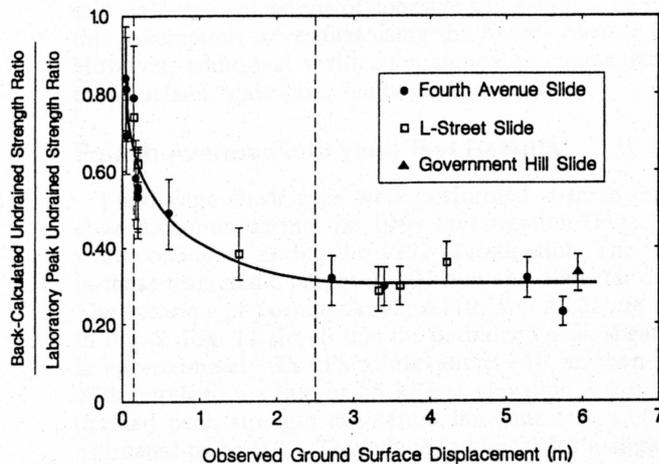


図-1.11.5 逆解析から求めた強度の室内試験結果に基づくピーク非排水強度に対する比とすべり量の関係⁷⁾

彼らの研究対象としている自然斜面に比べて、土質材料を人工的に管理して施工されるアースダムの物性のばらつきがきわめて小さいと考えられるため、0.15m 程度のすべり量まではピーク強度を用いて解析することで大きな問題はないものとする。なお、ピーク強度を用いて 0.15m 以上のすべり量が発生した場合は、より詳細な試験を実施した上でピーク強度から残留強度への強度低下過程を考慮したすべり計算が求められる。

参考文献

- 1) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指数(案), (財)国土開発技術センター, 1991年3月.
- 2) ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会：ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会報告書, (財)ダム技術センター, 2000年3月.
- 3) 吉田達也：平面ひずみ試験における礫のせん断層の変形特性とロックフィルダムの地震時残留変位解析, 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻土質/地盤研究室修士論文, 2003.3.
- 4) Yoshida, T., Tatsuoka, F., Siddiquee, M.S.A. and Kamegai, Y. : Shear banding in sands observed in plane strain compression, Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks (Chambon et al., eds.) , Balkema, pp.165-179, 1995.
- 5) Yoshida, T. and Tatsuoka, F. : Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics, Proc.14th ICSMFE, Hamburg, Vol.1, pp.237-240, 1997.
- 6) Oie, M., Sato, N., Okuyama, Y., Yoshida, Teru, Yoshida, Tetuya, Yamada, S. and Tatsuoka, F. : Shear banding characteristics in plane strain compression of granular materials, Proc. 3rd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003.
- 7) Stark, T. D. and Contreras, I. A.: Fourth Avenue Landslide during 1964 Alaskan Earthquake, Journ. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.124, No.2., pp.99-109, 1998.

資料 1-12 フィルダム本体の照査における浸透破壊に対する安全性の検討

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、越流に対する安全性のほか、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り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。この際、土質遮水壁型ロックフィルダムにおいて、遮水ゾーンを貫通するすべり面の発生が想定されない場合には、浸透破壊に対する安全性は確保されるものとしてよい。ただし、堤体全体がすべりにより形成されたせん断層が浸透破壊に対する弱層として保持される粘着性を有する土質材料で構築されているアースダムでは、すべり変形が生じるおそれがある場合には、貯水浸透による浸透破壊に対する安全性を慎重に検討する必要がある。なお、遮水ゾーン内すべりの始点が解析対象貯水位より高い場合は、浸透破壊に対する安全性は確保されるものとしてよい。

一方、土質遮水壁型ロックフィルダムの遮水ゾーンを貫通する、あるいはアースダムの遮水ゾーン内すべりの始点が解析対象貯水位より低く、下流側へのすべりの発生が想定される場合には、浸透破壊に対する安全性について以下のような検討を行う必要がある。

(1) 想定すべり面が下流側フィルタないしはドレーンを切る場合（図-1.12.1 の(A)参照）

①土質遮水壁型ロックフィルダムの下流側フィルタあるいはアースダムのドレーンが、すべり量に対して十分な厚さを有したうえで、表-1.12.1 に示す Sherard ら¹⁾³⁾が非侵食試験（No Erosion Filter Test）結果を基に提案したパイピング抵抗に対するフィルタ基準を満たす非粘着性の材料である場合には、発生したすべり面沿いに集中的な浸透（漏水）が発生するという極端な状況を想定しても土質材料の浸透破壊の進行は発生しないものと判断してよい。

②下流側のフィルタやドレーンが、すべり量に対して十分な厚さを有しないか、上記のフィルタ基準を満たさない場合には、すべり面沿いに遮水ゾーンとフィルタゾーンの境界をモデル化し、遮水ゾーン内のすべり面に沿った動水勾配を考慮した浸透破壊試験を実施して、進行性破壊の可能性について検証する。しかし、この試験方法については、基準が存在せず、研究成果もほとんど見あたらないため、試験の実施や結果の評価に当たっては、専門家の指導を受ける必要がある。なお、フィルタ基準は満たさないが、すべり量に対して十分な厚さを有する場合、若干安全側の評価として、すべり面沿いに集中浸透（漏水）が発生していることを前提として遮水ゾーンのすべり面に沿った動水勾配を考慮した非侵食試験を実施し、土質材料の浸透破壊の進行が発生しないことを確認するという方法もある。非侵食試験については、いくつかの体系的な研究成果は見られるが、試験方法についての基準が存在しないため、試験の実施や結果の評価に当たっては、専門家の指導を受けることが望ましい。

(2) 想定すべり面が下流側フィルタないしはドレーンの上端より上を切る場合（図-1.12.1 の(B)参照）

(1)②の場合と同じ対応とする。

なお、水位低下設備が設置されており、耐震性照査時水位である常時満水位から、遮水ゾーン内すべりの始点まで短期間で低下できることが明らかな場合には、上記の(1)、(2)の検討を省略することができる。

なお、以上の方法による判断が難しい場合あるいは別途検討の必要性があると判断された場合には、さらに詳細な検討を行う必要がある。ただし、このような検討は、特に高度な技術的事項を伴うため、適切な専門家の指導のもと行うことが望ましい。

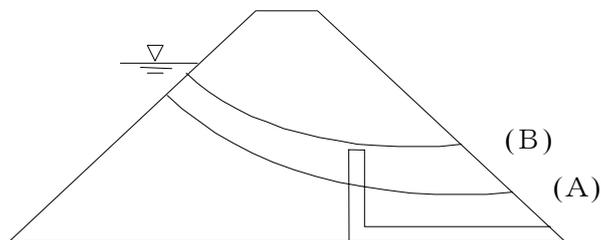


図-1.12.1 想定すべり面と下流フィルタないしはドレーンの位置関係
(チムニードレーンを有するアースダムの場合)

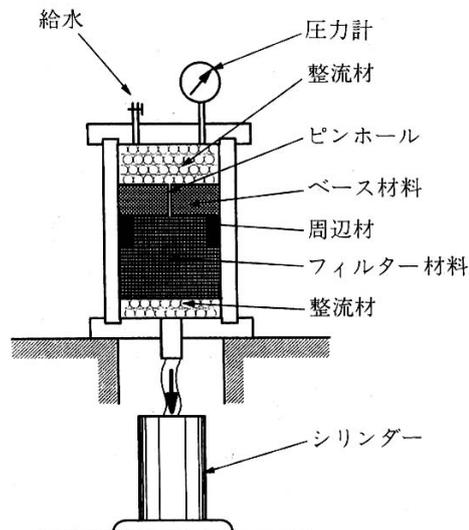
表-1.12.1 Sherard らが提案した遮水ゾーンに発生した集中浸透（漏水）
に有効となるフィルタ基準^{1)~3)}

(a)フィルタ基準

(b)フィルタ基準作成のために実施した
非侵食試験装置の概要

グループ	細粒分含有率* A (%)	設計基準 (適切な安全率を加味してある)
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	$D_{15} \leq 0.7 + (40 - A)(4 \times d_{85} - 0.7) / 25 \text{ (mm)}$

(注) D_{15} : フィルター材料の15%通過粒径, d_{85} : ベース材料の85%通過粒径
*: 4.75 mmふるいを通過する部分の細粒分(<0.075 mm)含有率



参考文献

- 1) Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. and Talbot, J. R. : Filters for Silts and Clays, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, No.6, pp.701~718, 1984.
- 2) Sherard, J. L., and Dunnigan, L. P. : Filters and Leakage Control in Embankment Dams, Proc. Symp. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE, pp.1~30, 1985.
- 3) 中村昭、山口嘉一ほか: 非侵食試験によるフィルタ機能の評価, 建設省土木研究所資料, No.3236, 1994年1月.

資料 1-13 フィルダム本体の照査における液状化判定

フィルダムの堤体や基礎地盤が砂質土で構成され、それが飽和している部分については、レベル2地震動により液状化する可能性があり、液状化判定の必要がある。

兵庫県南部地震以降に定められた設計指針等^{1),2)}では、液状化の判定を行う必要のある土層は、以下の全てに該当する飽和砂質土層とされている。

- ① 地下水位面が現地盤面から 10m 以内
- ② 現地盤面から 20m 以内の範囲にある土層
- ③ 平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10%粒径 D_{10} が 1mm 以下の土層
- ④ 細粒分含有率が 35%以下の地盤、または F_c が 30%を越えても粘土分含有率 P_c が 15%以下(指針によっては塑性指数 I_p が 15 以下)の土層

ここでは、土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会が発刊した「土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) -耐震基準作成のための手引き-(2001年9月)」³⁾に基づいて液状化判定方法の概要を示す。

液状化の判定方法は、(1)概略判定法、(2)簡易判定法、(3)詳細判定法、(4)実験的判定法の4種類に大別できる。ここでは、これらの判定法のうち、現在各種設計において主として取り上げられている一般的な液状化抵抗率 F_L 値による方法について述べる。

1. 液状化に対する抵抗率 F_L 値の計算

F_L 値による液状化の判定は、液状化に対する抵抗率 F_L を式(1.13.1)により算出して行い、通常 F_L が 1.0 以下となった土層については液状化するものとしている。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad \dots \dots (1.13.1)$$

ここに、 F_L ：液状化抵抗率

R ：動的せん断強度比

L ：地盤の地震時せん断応力比

このうち、動的せん断強度比 R については、簡易判定法では粒度ならびに N 値等の一般調査結果から、また詳細判定法では不攪乱試料による液状化試験結果からそれぞれ求める必要がある。

地震時せん断応力比 L については、フィルダムの堤体と基礎地盤を含めた地震応答解析結果から求める方法を基本とする。

2. 動的せん断強度比 R の計算

液状化強度に関する提案式は数多く提案されている。1995年の兵庫県南部地震以降に定められた F_L 値による液状化の簡易判定法等には、以下の基準・指針がある。

- ① 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾
- ② 鉄道構造物等耐震設計標準・同解説 耐震設計²⁾

これらの方法においては、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震やプレート境界型の大規模な地震(レベル2地震動)まで考慮した液状化検討をするため、いくつかの特徴を有したものとなっている。

従来の液状化強度推定のための提案式では、通常特定の繰返し回数(通常 15 回や 20 回)に対する液状化強度しか求められない。これに対して、液状化解析に用いるには、広い範囲(2~30 程度の繰返し数)の液状化強度が必要である。この点に関して、道路橋示方書では、前述のように、繰返し回数が少ないと判断される内陸型の直下型地震に対して液状化強度の割り増しを行い、鉄道標準ではレベル 2 地震動に対して累積損傷度理論により R の補正をするといった取り扱いがなされている。

また、液状化強度推定式を用いず、より詳細に評価するためには、検討対象地盤から採取された不攪乱試料による液状化試験結果に基づき評価する必要がある。そのため、サンプリングおよび室内試験の精度を向上させればその推定精度は向上することになる。

なお、密な砂では、一旦過剰間隙水圧が有効拘束圧に達しても、緩い砂のようにせん断抵抗が失われてひずみが急激に増加するような、いわゆる完全液状化は起こらず、正のダイラタンシー(dilatancy : せん断による体積の膨張)の影響により、せん断応力が大きくなるにつれて有効応力が回復して、ある限られたひずみの範囲でせん断ひずみの増加により接線せん断剛性が増加するサイクリックモビリティ(cyclic mobility)現象が生じる。したがって、液状化によるせん断強度の完全喪失を恐れる必要はなく、むしろ、cyclic mobility によりどの程度のひずみが地盤に引き起こされるのかを評価することが重要となることに留意する必要がある。

3. 地盤の地震時せん断応力比

地中の繰返しせん断応力比 L_{max} は、フィルダムの堤体と基礎地盤を含めた地震応答解析結果から得られる最大せん断応力度の深度分布と各深さの有効上載圧から下式によって求められる。

$$L_{max} = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \dots \dots (1.13.2)$$

ここで、 τ_{max} : 各深さの最大せん断応力

σ'_v : 有効上載圧

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1997.
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.
- 3) (社)土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)- 耐震基準作成のための手引き -, 2001.

資料 1—14 照査対象とする関連構造物等の選定の考え方

指針（案）の 4.1 では、各種の関連構造物等のうち耐震性能の照査対象とするのは、「それが損傷した場合にダムの貯水機能が維持されないおそれがあるもの」としている。

この基準に照らして照査対象とする関連構造物等を選定する際の参考として、一般にダムに設置されている各種関連構造物等について、それが損傷した場合にダムの貯水機能が維持されないおそれがあるような損傷の形態として考えられるものを表—1.14.1 に示す。同表に示した各種の関連構造物等について、損傷が生じる可能性がある関連構造物等については、それぞれの関連構造物等の耐震性能照査は、ここに示されるような損傷を生じないことを照査するものである。

表—1.14.1 ダムの貯水機能が維持されないおそれのある関連構造物等の損傷形態の例

関連構造物等	概要	ダムの貯水機能を確保できないおそれのある損傷の形態			
		①当該関連構造物等が損傷した場合、制御できない貯水の流出が生じるおそれのあるもの	②ダム本体が損傷した場合、ダムの安全性を確保するために、緊急に水位を低下させたり、また低下させた水位の上昇を規制することができなくなるおそれのあるもの ^{注1)}	その他	
1. 放流設備のゲート等	主ゲート 非常用洪水吐きの	常時満水位が敷高より高い場合	<ul style="list-style-type: none"> 扉体の架構部または支承部の大変形 戸当り、固定部、または門柱の重大な損傷（ゲートが脱落するおそれがあるもの等） 	<ul style="list-style-type: none"> 扉体（架構部、支承部、受圧部）の変形で速やかな復旧が困難なもの 戸当り、固定部または門柱の損傷で速やかな復旧が困難なもの 開閉装置等の損傷で速やかな復旧が困難なもの 	
	主ゲート 常用洪水吐きの		<ul style="list-style-type: none"> 扉体の架構部または支承部の大変形 戸当り、固定部または支持コンクリートの重大な損傷（ゲートが脱落するおそれのあるもの等） 	<ul style="list-style-type: none"> 扉体（架構部、支承部、受圧部）の変形で速やかな復旧が困難なもの 戸当り、固定部または支持コンクリートの損傷で速やかな復旧が困難なもの 開閉装置等の損傷で速やかな復旧が困難なもの 	
	その他のゲート等	放流能力が大、または洪水処理に必要な放流設備	<ul style="list-style-type: none"> 扉体の大変形 	<ul style="list-style-type: none"> 速やかな復旧が困難な損傷 	
	注2)	緊急時の水位低下機能を有する放流設備		<ul style="list-style-type: none"> * ゲート扉体等の変形 * 開閉装置本体や機側操作盤の転倒等による損傷、開閉装置架台の損傷、開閉装置室の損傷等 	
	張出し構造の開閉装置室		<ul style="list-style-type: none"> 開閉装置がその支持を失うことにより扉体が落下し、洪水吐きを閉塞するおそれのあるような損傷 		

2. その他の関連構造物等	取水塔	倒壊時に堤体や主要な放流設備に重大な損傷を与えるおそれのある場合	堤体や主要な放流設備に重大な損傷を与えるおそれのある損傷（倒壊等）			
		緊急水位低下機能を担う設備を有する場合		* 緊急水位低下時に使用する構造部分の損傷 * 開閉装置等の損傷		
	天端橋梁	主要な放流設備のゲート等の上部に設置されている場合	・主要な放流設備のゲート等に重大な被害を与えるおそれのある重大な損傷（落橋等）			
		公道として一般交通の用に供している場合				・人的被害の発生や道路交通に支障をきたすおそれのある重大な損傷（落橋等）
	管理棟		・緊急時の管理体制に支障が生じるおそれのある重大な被害			・人的被害のおそれのある重大な損傷（倒壊等）
	重要な電気設備等	ゲートを有するダムの場合	・緊急時のゲート操作のための電力供給に支障を生じるような予備電源設備、配電設備、操作盤本体の損傷や装置の転倒等			
その他		・緊急時に操作する必要のある放流設備の開閉装置（機側操作盤）へのアクセスの遮断等				

注1) うち、* 印を付したものは、緊急に水位を低下させるのに支障を生じるもの。（その他は、低下させた水位の上昇を規制するのに支障を生じるもの。）

注2) 低水放流設備、水位維持放流設備、水位低下用放流設備の主ゲート等。

資料 1-15 ゲート等の照査において許容される限界の状態

ゲートおよびその支持構造である門柱部等の照査においては、ダムの貯水機能を維持できなくなるような制御できない貯水の流出を生じるような損傷を生じないように、許容される限界の状態を適切に設定することが必要となる。なお、この許容される限界の状態は、地震応答解析等による検討結果に照らし、予想される損傷等が許容される損傷かどうかを判断するための判断基準となるものであり、ゲート等の構造形式や構成部材の特性や全体構造の安定性を維持する上での重要度等を考慮して適切に設定する必要がある。一般的なゲート等の照査において適切と考えられるこの許容される限界の状態の設定例を、設置事例の多い主要なゲート形式について、表-1.15.1に整理して示す。

なお、同表中において、部材の力学的特性に関する表現に関して、「ほぼ弾性域内にとどまること」、あるいは「限定的な塑性化にとどまること」として想定している具体的な状態については、資料1-17に示すとおりである。

表-1.15.1 ゲート等の耐震性能の照査における「許容される限界の状態」の設定例

形式	扉体	戸当り・固定部、門柱部	開閉装置等
クレストラジアルゲート	<ul style="list-style-type: none"> ・ 架構部の主要構造部材（脚柱、主桁、水平桁）および支承部（トラニオンボス、トラニオンピン、ペDESTAL）については、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 架構部の補助構造部材（トラス材）については、座屈を生じても、主要構造部材に関して上記条件を満足すること ・ 受圧部（補助桁、スキンプレート）については、座屈を生じず、限定的な塑性化にとどまること ・ 水密部およびサイドローラについては、限定的な部分の破壊にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ トラニオンガーダおよびアンカーについては、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 門柱（橋脚）部については、限界的な部分の損傷にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 機械式または油圧式開閉装置の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 機側操作盤の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 操作橋（操作室床として使用されているもの）が落橋しないこと
クレストローラゲート	<ul style="list-style-type: none"> ・ 架構部の主要構造部材（主桁、端桁）および支承部（主ローラ、ロッカービーム）については、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 架構部の補助構造部材（トラス材、ブレイジング）については、座屈を生じても、主要構造部材に関して上記条件を満足すること ・ 受圧部（補助桁、スキンプレート）については、座屈を生じず、限定的な塑性化にとどまること ・ 水密部、フロントローラおよびサイドローラについては、限定的な部分の破壊にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ローラレール、ローラ踏面板（戸当り（重構造））については、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 門構（主要部材）については、座屈を生じず、限定的な塑性化にとどまること ・ 門構（補助部材）および戸当り（軽構造部）については、限定的な部分の破壊にとどまること ・ 門柱（橋脚）については、限定的な部分の損傷にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 機械式開閉装置の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 機側操作盤の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 操作橋（門柱間に設置され、開閉装置架台として使用されているもの）が落橋しないこと

<p>高圧ラジアルゲート</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 架構部の主要構造部材（脚柱、脚間ラーメン部材、主桁、水平桁）および支承部（トラニオンボス、トラニオンピン、ペDESTAL）については、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 架構部の補助構造部材（トラス材）については、座屈を生じても、主要構造部材に関して上記条件を満足すること ・ 受圧部（補助桁、スキンプレート）については、座屈を生じず、限定的な塑性化にとどまること ・ 水密部およびサイドローラについては、限定的な部分の破壊にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ トラニオンガータおよびアンカーについては、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 支持コンクリートについては、限定的な部分の損傷にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 油圧式開閉装置の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 機側操作盤の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 操作室床が落橋しないこと
<p>高圧ローラゲート</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 架構部の主要構造部材（主桁、端桁）および支承部（主ローラ、ロッカービーム）については、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 架構部の補助構造部材（トラス材）については、座屈を生じても、主要構造部材に関して上記条件を満足すること ・ 受圧部（補助桁、スキンプレート）については、座屈を生じず、限定的な塑性化にとどまること ・ 水密部、フロントローラおよびサイドローラについては、限定的な部分の破壊にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ガーダおよびアンカーについては、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 支持コンクリートについては、限定的な部分の損傷にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 油圧式開閉装置の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 機側操作盤の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 操作室床が落橋しないこと
<p>高圧スライドゲート</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 架構部の主要構造部材（主桁）および支承部（支圧板）については、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 受圧部（補助桁、スキンプレート）については、座屈を生じず、限定的な塑性化にとどまること ・ 水密部およびカバープレートについては、限定的な部分の破壊にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 戸当りおよびボンネット・ケーシングについては、座屈を生じず、部材の力学特性がほぼ弾性域内にとどまること ・ 支持コンクリートについては、限定的な部分の損傷にとどまること 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 油圧式開閉装置の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 機側操作盤の移動、転倒、破損等が生じないこと ・ 操作室床が落橋しないこと

資料1—16 ゲート（扉体等）の照査における地震応答解析

関連構造物等のうち、ゲート扉体等の鋼構造物の耐震性能照査における地震応答解析は、通常、レベル2地震動によってその設置位置において生じる応答加速度の時刻歴波形を入力地震動としてゲート等の解析モデルに与え、その時刻歴応答を求める動的解析（時刻歴応答解析）により行うことを想定している。

この場合、非常用洪水吐きおよび常用洪水吐きの主ゲートとして設置事例の多い代表的な形式のゲートについて、有限要素モデルとしてその数値解析モデルを作成する場合の基本的な考え方および解析条件等の設定にあたっての留意点等を表—1.16.1に示す。また、解析モデルの例を図—1.16.1に示す。

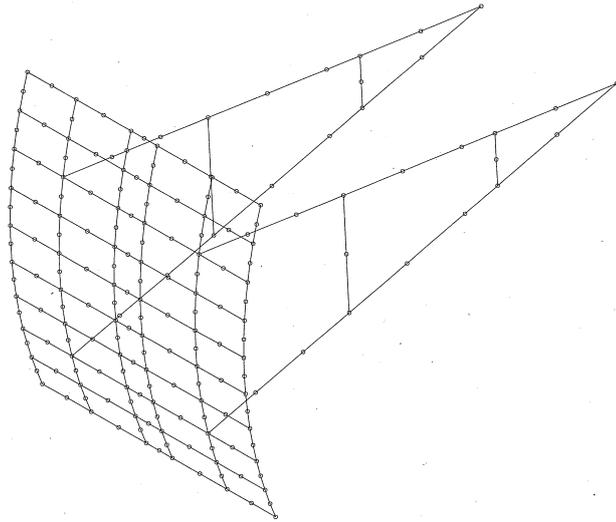
なお、解析モデルは、ゲートの形式等の構造特性に応じてその動的応答を適切に評価できるよう、解析結果が照査上危険側の結果とならず、かつ解析結果の評価に必要な精度を確保できること、またいたずらに計算量が大きくならないことなどの観点から、適切なものとなるよう留意して作成する必要がある。

表—1.16.1 ゲート（扉体等）の地震応答解析の方法と留意点

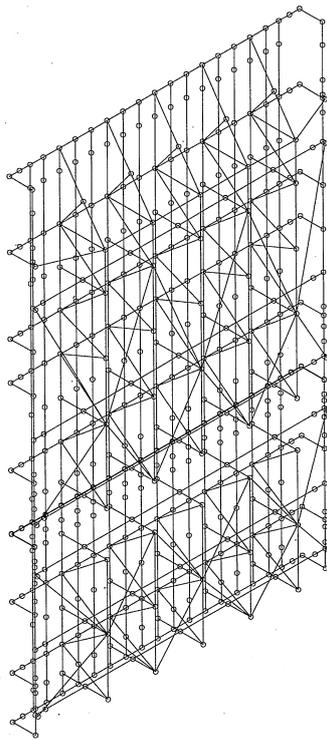
区分・形式		解析モデル	地震動入力 ^{注)}	その他留意点
非常用洪水吐き主ゲート	クレストラジアルゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体部の主要構造部材（脚柱、縦主桁、横主桁等）および補助構造部材（縦補助桁、横補助桁、上部桁、下部桁等）について3次元骨組みモデルによりモデル化する。 必要に応じスキンプレート等をモデル化する。 モデル化しない部材については重量のみ考慮することができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体による応答を考慮したレベル2地震動をゲート支点（トラニオンピン）位置に入力する。 地震時動水圧は、ゲート設置位置での堤体の応答加速度に相当するものとしてウェスターガードの式により算定されるものを外力（節点力）として考慮する方法や、動水圧マトリクスにより考慮する方法がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 架構部のモデル化にあたっては、断面力が集中する箇所、部材の断面変化点付近については要素分割数を細かく設定する必要がある。 受圧部のモデル化にあたっては、部材の結合条件を適切に反映させる必要がある。
	クレストローラゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体部の主要構造部材（主桁、端桁等）および補助構造部材（補助縦桁、補助横桁、背面トラス等）について3次元骨組みモデルによりモデル化する。 必要に応じスキンプレート等をモデル化する。 モデル化しない部材については重量のみ考慮することができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体による応答を考慮したレベル2地震動をゲート支点（主ローラ）位置に入力する。 地震時動水圧は、ゲート設置位置での堤体の応答加速度に相当するものとしてウェスターガードの式により算定されるものを外力（節点力）として考慮する方法や、動水圧マトリクスにより考慮する方法がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 支承部については、地震時の挙動や強度を検討し、支点条件を適切に設定する必要がある。 水密部については、戸当りとの離隔が小さい場合には、地震による衝突の影響を考慮できるように適切にモデル化する必要がある。

常用洪水吐き主ゲート	高圧ラジアルゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体部の主要構造部材（脚柱、縦主桁、横主桁等）および補助構造部材（縦補助桁、横補助桁、上部桁、下部桁等）について3次元骨組みモデルによりモデル化する。 必要に応じスキンプレート等をモデル化する。 モデル化しない部材については重量のみ考慮することができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体による応答を考慮したレベル2地震動をゲート支点（トラニオンピン）位置に入力する。 地震時動水圧は、ゲート設置位置での堤体の応答加速度に相当するものとしてウエスターガードの式により算定される動水圧に管路内の水に作用する慣性力分を付加したものを外力（節点力）として考慮する方法や、動水圧マトリクスにより考慮する方法がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 架構部のモデル化にあたっては、断面力が集中する箇所、部材の断面変化点付近については要素分割数を細かく設定 受圧部のモデル化にあたっては、部材の結合条件を適切に反映する必要がある。 支承部については、地震時の挙動や強度を検討し、支点条件を適切に設定する必要がある。 水密部については、戸当りとの離隔が小さい場合には、地震による衝突の影響を考慮できるよう適切にモデル化する必要がある。 鋼構造物に関する既往の研究事例等では、線形動的解析において減衰定数2%を、非線形動的解析において1%を用いた事例がみられる。
	高圧ローラゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体部の主要構造部材（主桁、端桁等）および補助構造部材（補助縦桁、補助横桁、背面トラス等）について3次元骨組みモデルによりモデル化する。 必要に応じスキンプレート等をモデル化する。 モデル化しない部材については重量のみ考慮することができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体による応答を考慮したレベル2地震動をゲート支点（主ローラ）位置に入力する。 地震時動水圧は、ゲート設置位置での堤体の応答加速度に相当するものとしてウエスターガードの式により算定される動水圧に管路内の水に作用する慣性力分を付加したものを外力（節点力）として考慮する方法や、動水圧マトリクスにより考慮する方法がある。 	
	高圧スライドゲート	<ul style="list-style-type: none"> 扉体部の主要構造部材（主桁、支圧板等）および補助構造部材（補助桁等）について3次元骨組みモデルによりモデル化する。 必要に応じスキンプレート等をモデル化する。 モデル化しない部材については重量のみ考慮することができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体による応答を考慮したレベル2地震動をゲート支点（支圧板）に入力する。 地震時動水圧は、ゲート設置位置での堤体の応答加速度に相当するものとしてウエスターガードの式により算定される動水圧に管路内の水に作用する慣性力分を付加したものを外力（節点力）として考慮する方法や、動水圧マトリクスによる方法がある。 	

注) 入力地震動および動水圧については、ゲートが堤体内に設置される場合についての考え方を示している。地山内に設置される高圧ゲート等で、堤体による地震動増幅の影響を特に考慮する必要性がないと考えられる場合には、地盤の応答加速度（レベル2地震動）を入力地震動として考慮することができる。



(1) ラジアルゲート



(2) ローラゲート

図-1.16.1 ゲート(扉体)の解析モデルの例

資料 1—17 ゲート等の照査における座屈および塑性化の評価

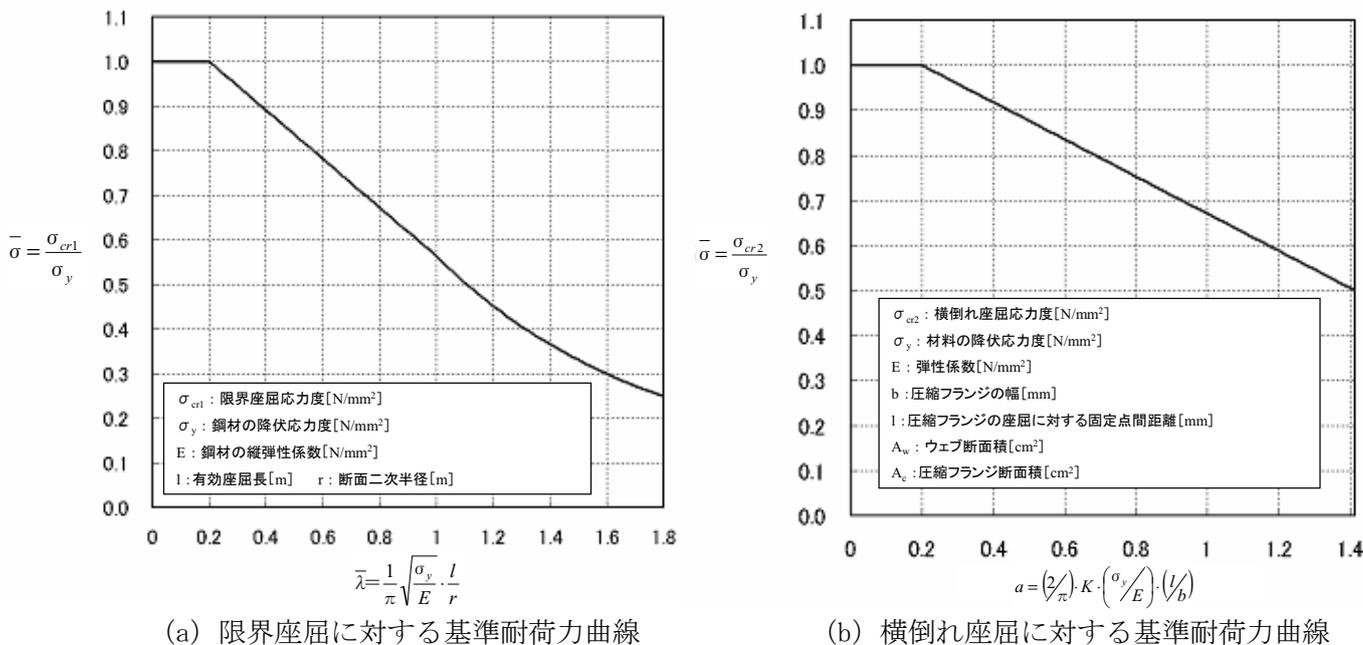
ゲート等の鋼構造物の照査における地震応答解析においては、鋼部材の座屈および塑性化に対する評価が重要となる。レベル2地震動に対する照査におけるこれらの具体的な考え方について以下に示す。

1. 座屈に対する検討

ゲート等の鋼構造物の照査においては、まず各構成部材を線形要素とみなした線形動的解析を行うことになるが、特に圧縮力を受ける部材については、部材の力学状態が弾性域にとどまり降伏が生じない場合でも座屈が生じた場合には耐力が大幅に低下する可能性がある。このため、線形動的解析の結果をもとに座屈に対する安全性を確認することが必要となる。

鋼部材の座屈に対する検討は、一般に全体座屈および局部座屈について以下により行われるが、ダムゲートの場合、全体座屈については、解析により得られた当該部材に生じる応力度と限界座屈および横倒れ座屈のそれぞれに対する基準耐荷力曲線（図—1.17.1）で示される座屈応力度を比較することにより評価することができる。なお、この基準耐荷力曲線は、ゲート等の設計に用いる許容軸方向圧縮応力度および許容曲げ圧縮応力度を算定する基準となるものとして『ダム・堰施設技術基準（案）』¹⁾に示されているものである。

また、局部座屈については、当該部材の寸法等に関する諸要件（フランジおよびウェブの板厚、垂直補剛材の間隔、幅、板厚および断面二次モーメント、水平補剛材の断面二次モーメント）について『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されているものを参照することにより評価することができる。



図—1.17.1 基準耐荷力曲線¹⁾

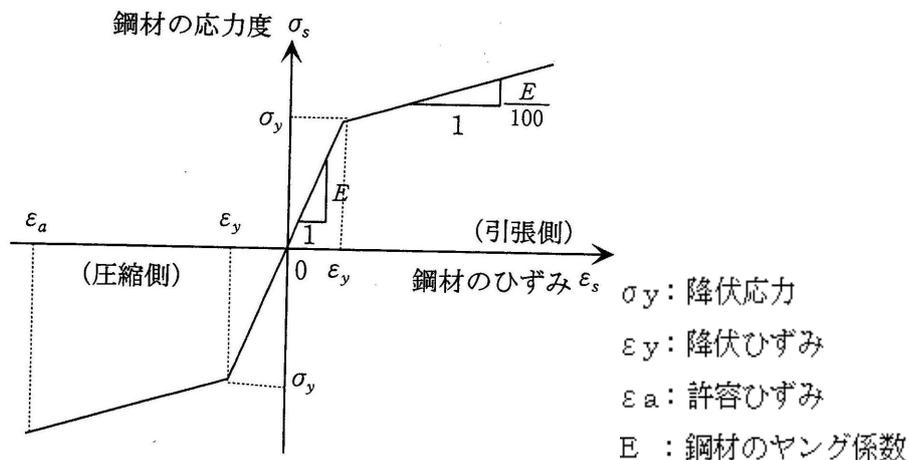
2. 塑性化に対する検討

線形動的解析の結果、圧縮部材が座屈を生じないと判断された場合でも、一部の部材において降伏点を超える最大応力が発生すると算定される場合には、部材の力学的状態が弾性域にとどまらず、塑性化を生じるものと考えられる。

このような場合、当該部材の塑性化による非線形挙動を適切に考慮できる部材の力学モデルを用いた非線形動的解析を行い、当該部材の塑性化が許容される範囲にとどまることを確認する必要がある。

2.1 塑性化部材の応力—ひずみ関係

鋼部材の非線形挙動を考慮した解析においては、鋼材の応力—ひずみ関係を適切に設定する必要がある。この関係は、当該部材を用いた載荷試験結果等をもとに設定することが望ましいが、そのようなデータが得られていないのが現状である。このため、例えば、道路橋の鋼製橋脚（コンクリートを充填しないもの）の耐震性能照査において用いられる応力度—ひずみ関係（降伏後の剛性を弾性域の 1/100 と仮定したバイリニア型モデル）（図—1.17.2）に準じて設定する方法などが考えられる。



図—1.17.2 鋼材の応力度—ひずみ曲線（コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合）²⁾

2.2 許容される塑性化の範囲について

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

このとき、一部部材の塑性化による非線形挙動を考慮した非線形動的解析により算定される各部材の応答値（最大発生応力）に対し、具体的に上記の条件が満足されているかを判断するには、部材の応力度が降伏点に達するときのひずみ（降伏ひずみ）と部材の塑性化による非線形挙動を考慮した非線形動的解析結果から得られる部材の最大ひずみの比（塑性率）を指標とし、ゲート部材同様の鋼材（H型鋼）についての既往の調査研究事例等^{3) 4)}を参考に、表—1.17.1 に示す値をおおよその目安とすることが考えられる。

表一1.17.1 鋼部材に許容される限界の状態とその具体的な範囲の目安

区分	対応する部材の力学的状態	
① ほぼ弾性域内にとどまること	<ul style="list-style-type: none"> 発生応力が降伏応力度以下もしくは降伏応力度をわずかに超える程度にとどまる状態。 降伏ひずみ ϵ_y に対し、最大ひずみが2～3倍程度以内 	<p style="text-align: center;">鋼材の応力-ひずみ曲線</p>
② 限定的な塑性化にとどまること	<ul style="list-style-type: none"> 発生応力が部分的に降伏応力度を超えるが、耐荷力に達するまでには余裕がある状態。 降伏ひずみ ϵ_y に対し、最大ひずみが10倍程度以内 	
③ 限定的な部分の破壊にとどまること	<ul style="list-style-type: none"> 限られた範囲の部材で、発生応力が耐荷力を超える状態。 	

参考文献

- 1) (社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（1999）
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（2002）
- 3) 加藤ほか：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力, 日本建築学会構造系論文集, 第458号（1994）
- 4) 建設省建築研究所ほか：エネルギー法に基づく耐震性能評価法（2000）

資料 1—18 クレストゲート門柱部の照査

堤頂部に非常用洪水吐きを有するダムにおける門柱部は、堤体の一部であると同時に、クレストゲートを有するダムではその支持構造物となっている。このため、クレストゲートを有し、かつその敷高以上に常時の水位を有するダムにおいては、ゲート扉体の照査とともに門柱部についてもレベル2地震動を考慮した照査を行う必要があると考えられる。以下にレベル2地震動を考慮した地震応答解析による門柱部の照査にあたり参考となると思われる点を示す。

1. 解析モデル

地震応答解析により門柱部の照査を行うには、門柱部を含む堤体全体について3次元有限要素解析を行うことも考えられる。しかし、この方法では解析モデルが複雑で大規模なものとなることから、堤体部の本体とは切り離して門柱部分のみをモデル化し、その基部において堤体部の地震応答解析により得られる加速度応答を考慮する方法が考えられる。このような考え方による門柱部のモデル化例を図-1.18.1に示す。

なお、門柱部は一般に鉄筋コンクリート構造となっている。このため、コンクリートと鉄筋の双方を有限要素モデル化する方法が考えられるが、まず鉄筋を考慮しないモデルにより検討し、コンクリートのひび割れ等が予想される場合には、必要に応じ解析結果の評価の中で鉄筋の効果を考慮する方法がある。

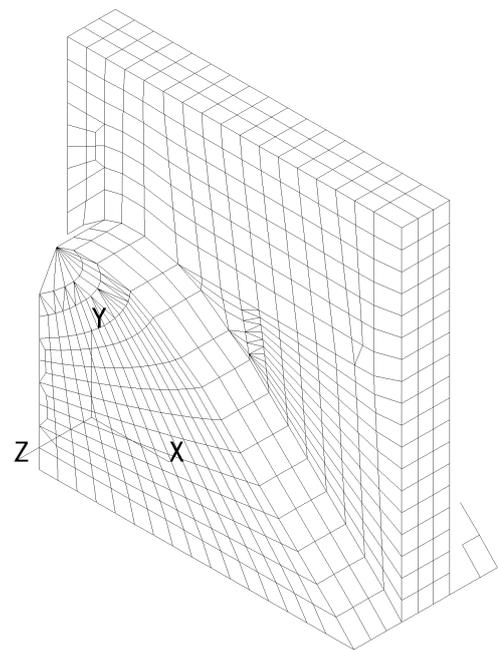


図-1.18.1 門柱部のモデル化の例

2. 解析方法等

門柱部の照査は、上下流方向およびダム軸方向のそれぞれについて地震動の影響を考慮して行う必要がある。

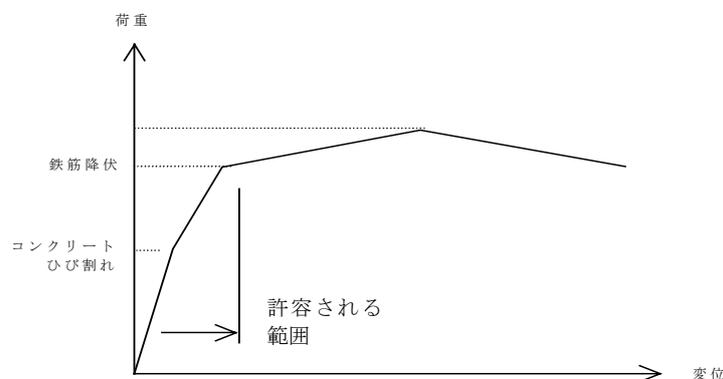
地震応答解析の手法としては、堤体部の動的解析結果から求まる堤体上の門柱基部における加速度応答（時刻歴波形）を入力地震動として門柱モデルに入力する動的解析による方法、および堤体部の動的解析結果から求まる堤頂部における最大応答加速度値に相当する静的荷重を地震力として考慮する静的解析による方法が考えられる。

3. 解析結果の評価

門柱部の照査においては、レベル2地震動により門柱部が損傷を生じないか、もしくは生じても限定的な部分の損傷にとどまることを確認する必要がある。これには、以上に示した地震応答解析等の結果をもとに、コンクリートの強度を超える応力が発生する可能性があるか、また、ある場合にはコンクリ

ートのひび割れ等を考慮し、さらに鉄筋の降伏が生じる可能性があるかについて検討する必要がある。

その結果、図一1.18.2 に示すようにコンクリートのひび割れが生じても、鉄筋は降伏応力度以下もしくは降伏応力度をわずかに超える程度にとどまる場合には、構造上問題となる可能性は低いと判断することができると考えられる。



図一1.18.2 門柱部（鉄筋コンクリート部材）の照査において許容される限界の状態

4. その他の留意事項（ダム軸方向地震動の設定）

堤体部の解析は、アーチダムや特殊な形状のダム等で3次元モデルにより行われる場合を除き、多くの場合、上下流方向断面による2次元解析により行われるものと想定される。この場合、堤体上部における動的応答は上下流方向に対するものしか算定することができない。しかし、門柱部の照査では上下流方向、ダム軸方向双方に対する地震動の影響について検討しておく必要があると考えられる。このような場合、このうち、ダム軸方向の地震動成分については、当該ダムの基礎および堤頂部において強震時の地震動記録が得られていれば、その記録をもとに当該ダムの動的応答特性を勘案して設定することができる。

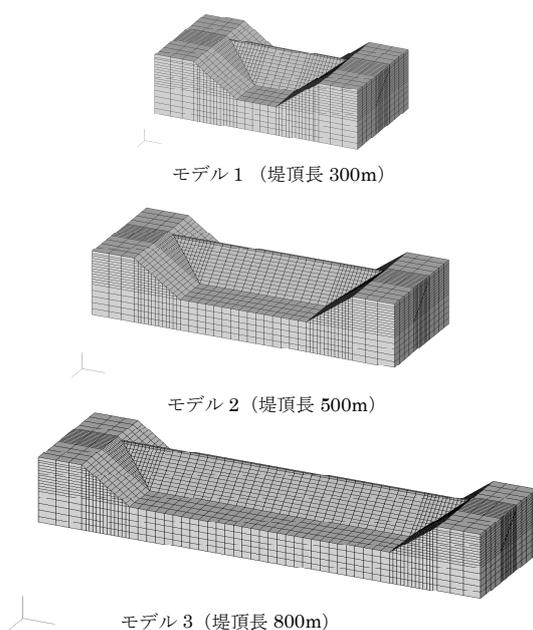
なお、このような記録がない場合には、例えば以下のような方法が考えられる。

ダム軸方向については、加速度時刻歴波形として入力地震動を設定することはできないが、堤体部の2次元解析から求まる堤頂部における上下流方向の最大応答とダム軸方向の最大応答の関係（門柱の固有振動周期に対応するもの）があらかじめわかっているならば、堤頂部の上下流方向の最大応答からダム軸方向の最大応答を推定することができる。これにより、上下流方向およびダム軸方向に対する最大応答に相当する地震力をそれぞれ門柱部に対して上下流方向、ダム軸方向に作用する静的荷重として考慮する静的解析による照査が可能となる。

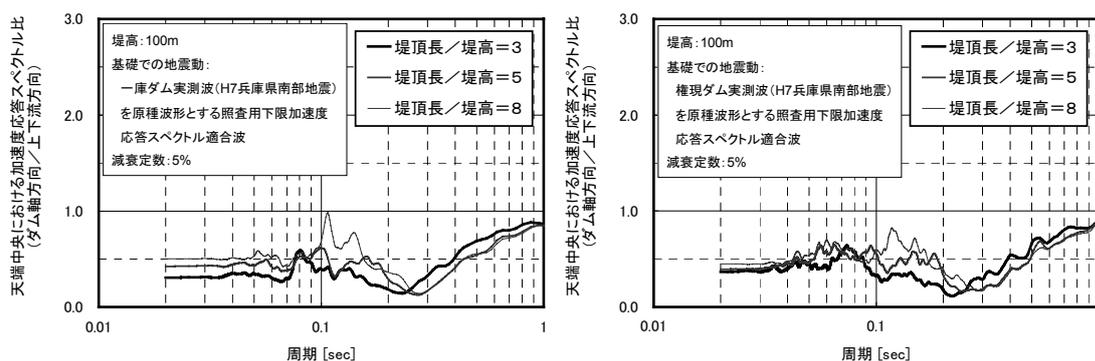
具体的に、堤高100mで堤頂長が異なる3種類の重力式コンクリートダムを想定した簡便な3次元モデル（図一1.18.3）を用い、レベル2地震動（ここでは、既往の強震記録波形を原種波形とし、下限加速度応答スペクトル（資料1-7）を有する地震動）を堤体基礎において上下流方向、ダム軸方向に同時に考慮し、堤頂部における上下流方向の最大応答とダム軸方向最大応答の関係を求めた結果を一例として図一1.18.4に示す。実務的には、このような検討結果を参照して、門柱部の固有値解析により求まる固有周期に対応する応答スペクトル比（上下流方向に対するダム軸方向の割合）を推定することにより、上下流方向に対してダム軸方向の照査において考慮すべき地震力の相対的な大きさを設定する方法が考えられる。

なお、図一1.18.4においては堤高に対する堤頂長の比が小さくなるほど応答スペクトル比が小さくな

っているが、これはダム軸方向に対しては谷幅が狭いダムでは両岸地山による拘束効果の影響が大きくなることが一因と推測される。

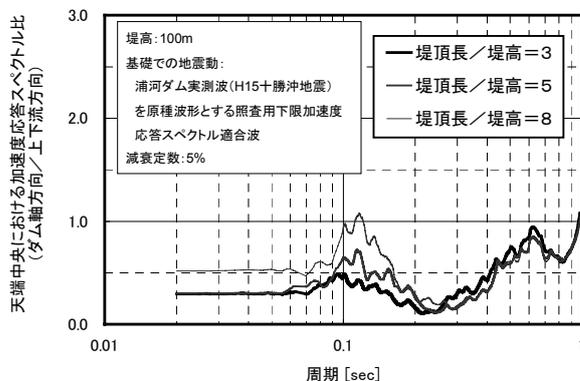


図一1.18.3 試算に用いた解析モデル (堤高=100m)



(a) 原種波形：一庫ダム実測波 (平成7年兵庫県南部地震)

(b) 原種波形：権現ダム実測波 (平成7年兵庫県南部地震)



(c) 原種波形：浦河ダム実測波 (平成15年十勝沖地震)

図一1.18.4 堤頂部における上下流方向応答に対するダム軸方向応答の応答スペクトル比の試算例 (図1.18.3に示す重力式コンクリートダムモデルの場合)

資料 1-19 ゲート以外の各種関連構造物等の照査

ゲート以外の各種関連構造物（取水塔、天端橋梁、管理棟および電気設備等）についての照査は、具体的に以下のような方法によって行うことができると考えられる。

1. 取水塔の照査

取水塔には、その設置位置により独立型、堤体設置型等があり、また材質により鋼製のものとコンクリート製のものがある。いずれの場合も、必要に応じ適切な解析モデルを用いた地震応答解析によってレベル2地震動に対する照査を行うことができる。なお、特に貯水池内に堤体と離れて設置される独立型の取水塔については、その構造上、地震時において堤体とは大きく異なる挙動をする可能性がある。

1.1 鋼製取水塔

鋼製取水塔の照査は、ゲート同様、鋼部材を棒部材としてモデル化した3次元有限要素モデル（骨組みモデル）を用いた動的解析によることができる（図-1.19.1）。入力地震動については、取水塔が貯水池内に設置される場合には、モデル基部においてレベル2地震動を考慮することが考えられる。

なお、動的解析の手順としては、ゲート扉体の照査と同様、まず線形動的解析を行い、その結果算定される各部材の発生応力をもとに、まず圧縮力を受ける部材については座屈に関する検討が必要となる。その上で、一部部材で塑性化が生じる可能性がある場合は、当該部材の塑性化を考慮した非線形動的解析を行い、部材の塑性化が許容される範囲にとどまることを確認することが必要となる。

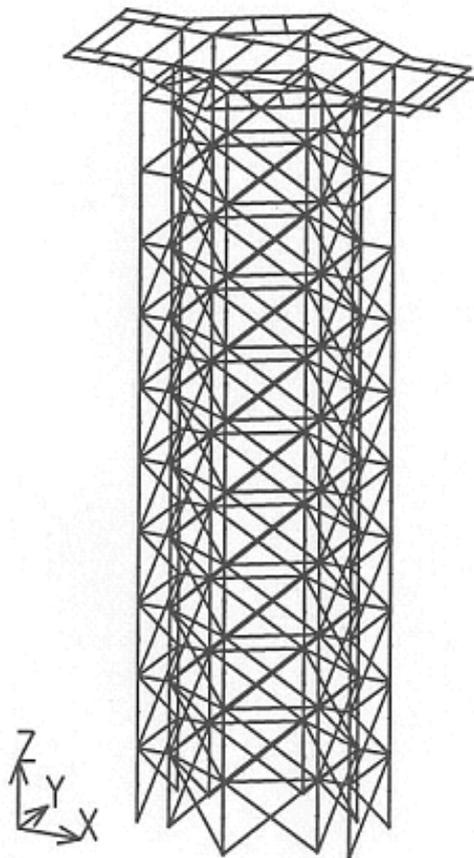
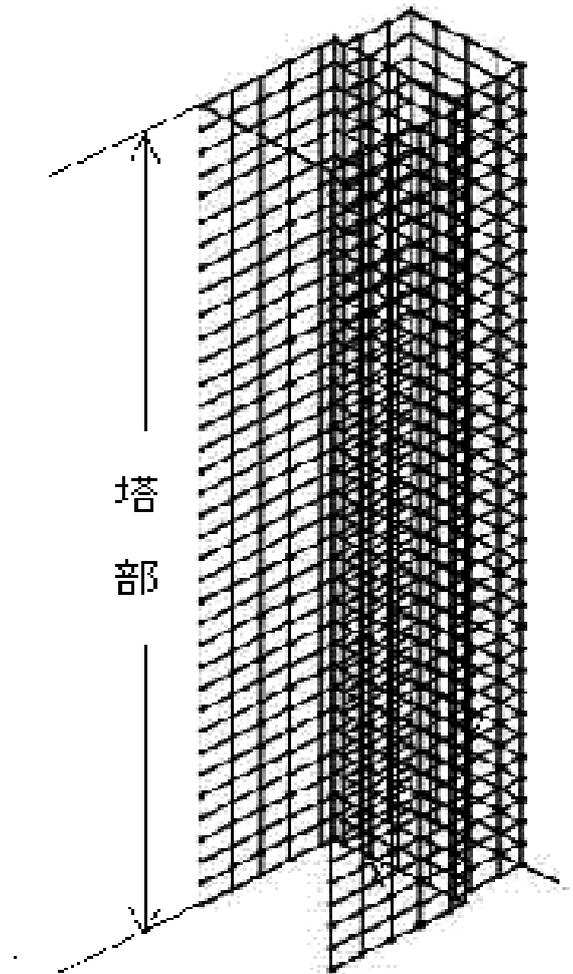


図-1.19.1 鋼製取水塔の解析モデルの例（骨組みモデル）

1.2 コンクリート製取水塔

コンクリート構造の取水塔の照査は、塔体の躯体構造を3次元シェルモデル等としてモデル化した3次元有限要素モデルを用いた動的解析等により行うことができる(図一1.19.2)。入力地震動の考え方については、鋼製取水塔の場合と同様、独立型の場合はモデル基部においてレベル2地震動を考慮することが考えられる。

なお、動的解析の結果は、算定される部材の発生応力をもとに、コンクリート部材の曲げ破壊やせん断破壊に対する安全性について検討するとともに、一部損傷が予想される場合等、必要に応じ鉄筋の効果についても考慮してその耐震性能を評価することが必要になる。



図一1.19.2 コンクリート製取水塔 (シェルモデル)

2. 天端橋梁の照査

レベル2地震に対するダム天端橋梁の照査では、落橋に対する安全性を照査することとなる。この落橋に対する安全性は、ダムの天端橋梁が門柱部(橋脚部)の上部構造に相当することから、一般に門柱部の照査における解析により算出される天端部の最大変位量と桁かかり長を比較することにより検討することができる。なお、アンカーバー等の変位制限構造が設けられている場合や、ジョイント等によって、門柱部(橋脚部)頭部に対し拘束されている場合には、必要に応じ、その効果についても考慮することができる。

3. 管理棟の照査

ダムの管理棟を含めた各種の官公庁施設（建築物）の耐震安全性の検討は、すでに『官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説』¹⁾に基づき、「大地震動」を考慮して実施されている（同基準の解説によれば、「大地震動」とは、地動（地盤最大加速度）300～400gal 程度の地震動）。このため、管理棟の照査は、基本的に同基準等により大地震動を考慮した設計が行われていることを確認することにより行うことができる。

なお、同基準等による建築物等の耐震安全性の検討では、大地震動に対する構造体の耐震安全性の目標を施設の重要性等により分類し、分類に応じた耐震安全性の目標等を定めている（表—1.19.1）。これまでのダム管理棟の設計事例では、一般に施設の重要性を考慮し、人命の安全と機能の確保を図り、地震後も（大きな）補修を必要としないことを目標として、同分類の「Ⅰ類」または「Ⅱ類」として設計されており、同基準に基づき設計上確保すべき建築物の水平耐力（必要保有水平耐力）について、一定の割増しが考慮されている。

表—1.19.1 大地震動に対する構造体の耐震安全性の目標¹⁾

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

4. 重要な電気設備等の照査

予備電源設備や配電設備、機側操作盤、開閉装置等、重要な電気設備等についての照査は、装置本体については一般に剛性が高いと考えられるため、移動もしくは転倒により損傷しないことを確認する必要がある。

この検討は、対象設備の設置位置における地震時慣性力を堤体の地震応答解析結果等に基づき設定した上で、据付用基礎ボルトに作用する引抜き力およびせん断力を算定し、これをボルトのせん断強度や引抜き耐力等と比較することにより行うことができる。

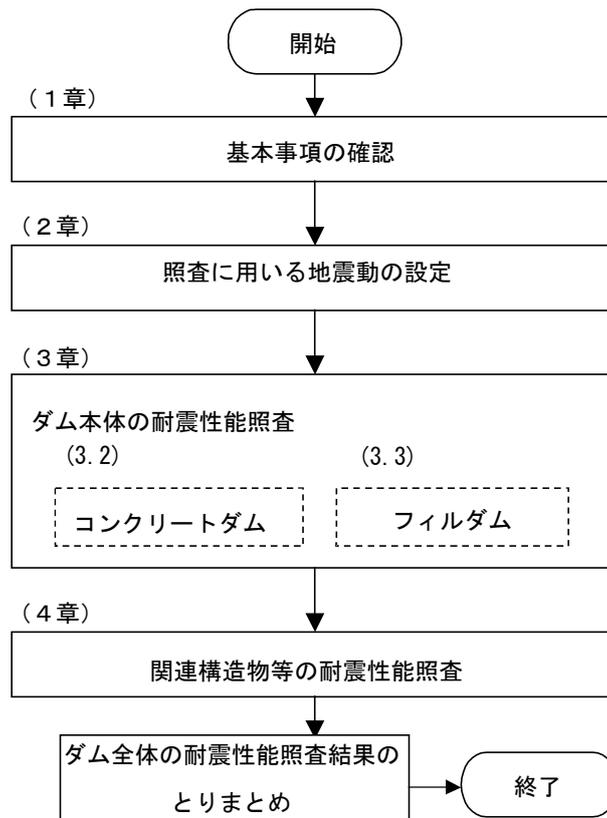
参考文献

1) 建設大臣官房官庁営繕部監修：官庁施設の総合耐震計画基準・同解説（平成8年版）

参考資料2 指針（案）に基づく照査例

「大規模地震地震動に対するダム耐震性能照査指針（案）」に基づく耐震性能照査の基本手順は、図一2.1.1のようになる。本参考資料では、このうち以下の各章に基づく照査の具体例を用いて示す。

- ・ 2章（照査に用いる地震動の設定）
- ・ 3章（ダム本体の耐震性能照査）
- ・ 4章（関連構造物等の耐震性能照査）



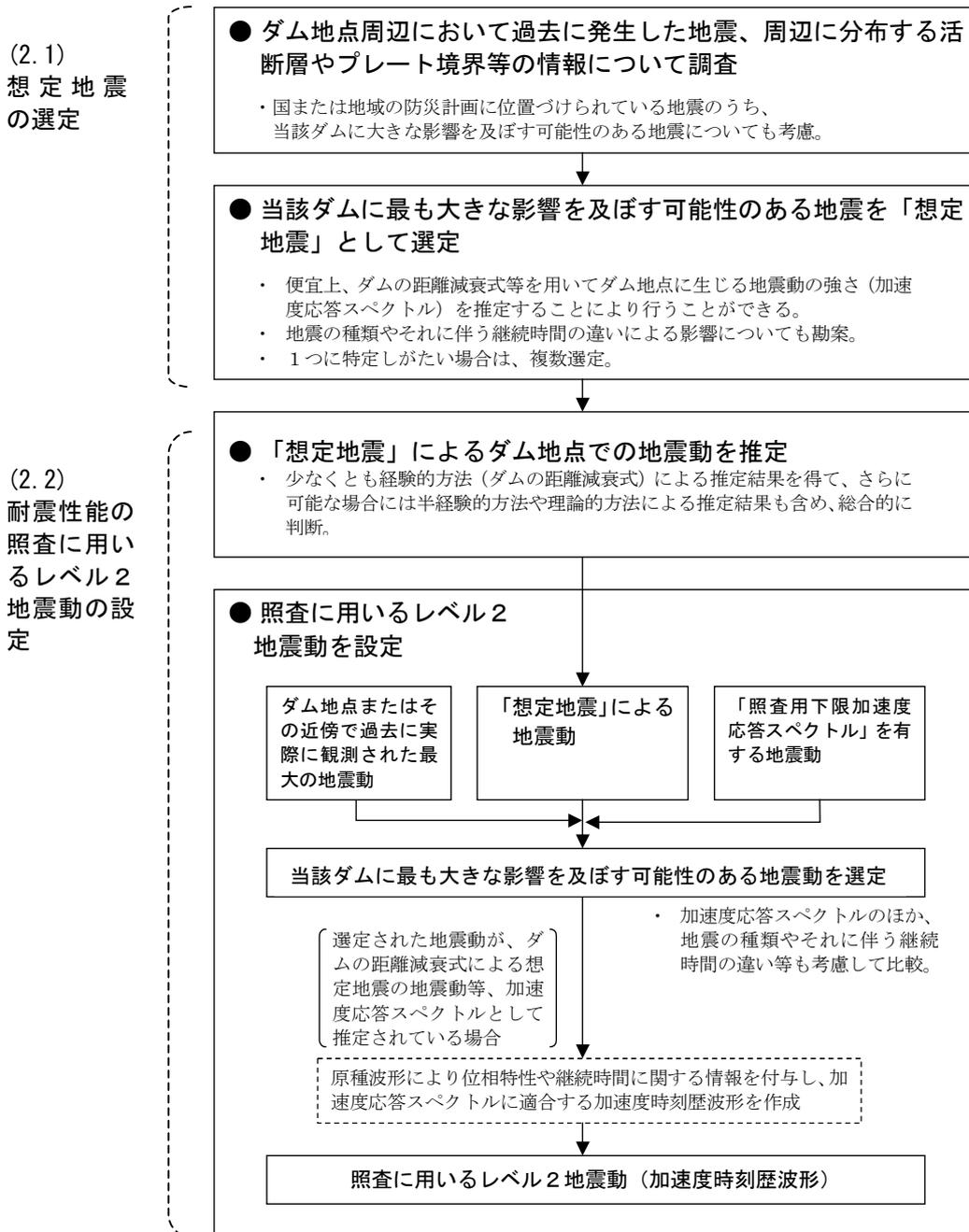
図一2.1.1 ダムの耐震性能照査のフローと指針（案）の構成

資料 2-1 ダム地点における照査用レベル2地震動の設定例

ダム地点における照査用レベル2地震動は、指針（案）2章およびその解説に基づき設定するが、ここでは以下の2つの方法による設定例を以下に示す。なお、レベル2地震動の設定までの流れを参考に図—2.1.2に示す。

【資料 例 1-1】 ダムの距離減衰式によるレベル2地震動の設定例

【資料 例 1-2】 半経験的手法（経験的グリーン関数法）によるレベル2地震動の設定例



図—2.1.2 照査に用いるレベル2地震動の設定フロー

【資料 例 1-1】 ダムの距離減衰式によるレベル2地震動の設定例

1. 想定地震の選定

1.1 文献資料等の調査

対象ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震である「想定地震」を選定するにあたり、まず周辺において過去に発生した地震（歴史地震）および周辺に位置する活断層およびプレート境界等以下の情報について文献資料等により調査を行った。

(1) 歴史地震の調査

本ダム周辺で過去に発生した被害記録のある主要な地震を文献資料により調査したところ、表一例 1.1.1 に示す地震が抽出された。なお、これらの地震はいずれも震源域が海底であり、プレート境界地震と推定されているものであった。

表一例 1.1.1 ダム周辺で過去に発生した主な地震

発生年	地震名（仮称）	推定規模	推定震央位置 ^{注)}
1707	地震Ⅰ	M8.4	南南東方約 30km
1854	地震Ⅱ	M8.4	東北東方約 200km
1854	地震Ⅲ	M8.4	南西方約 100km
1944	地震Ⅳ	M7.9	東北東方約 100km
1946	地震Ⅴ	M8.0	南方約 70km
1948	地震Ⅵ	M6.7	北西方約 30km
1950	地震Ⅶ	M6.5	北方約 40km

注) ここでは、文献資料に示されている推定震央位置の緯度・経度とともに、ダム地点からのおよその方位と推定震央位置までの水平距離（概算値）を示した。

(2) 活断層およびプレート境界の調査

次に、本ダム周辺に位置する活断層やプレート境界について文献資料等により調査した結果、表一例 1.1.2 に示す情報が得られた。

表一例 1.1.2 ダム周辺に位置する活断層およびプレート境界等の情報（文献資料等）

区分	断層名等	推定地震規模	備考
活断層 ^{注1)}	A断層	M8.0	地震調査研究推進本部公表資料に記載されている主要 98 断層帯の 1 つ
プレート境界 ^{注2)}	地震Ⅰの断層モデル	M8.4	計 5 つの断層面 (①～⑤) からなる。
	地震Ⅱの断層モデル	M8.4	計 2 つの断層面 (①・②) からなる。
	地震Ⅲの断層モデル	M8.4	計 2 つの断層面 (①・②) からなる。
	地震Ⅳの断層モデル	M7.9	計 2 つの断層面 (①・②) からなる。
	地震Ⅴの断層モデル	M8.0	計 2 つの断層面 (①・②) からなる。

注1) 本事例では地震調査研究推進本部の公表資料（主要 98 断層帯）にある断層のみが抽出されているが、他の文献資料に記載されている活断層で確実度・活動度の高いものや、ダムの第四紀断層調査の結果、注意を要するとされている活断層については、あわせて抽出しておく必要がある。

注2) 文献資料（『日本の地震断層パラメーター・ハンドブック』）に収録されている過去の地震の震源断層として推定された断層モデルのうち、複数のモデルが収録されている場合には、同文献により最も妥当と評価されているものを取りあげた。

(3) 防災計画に位置づけられている地震の調査

本ダムが位置する県の地域防災計画に位置づけられている地震を表一例 1.1.3 に示す。なお、同表中地震 1 は国の防災基本計画にも位置づけられている地震である。想定地震の選定にあたっては、これらの地震を考慮することとする。

表一例 1.1.3 県の地域防災計画（地震対策編）に位置づけられている地震とその震源

名称	地震の震源	推定地震規模	備考
地震 1	県南方の海溝部	M8.4	位置は地震Ⅴ(表-例 1.1.1)と同様。地震の規模は同位置で起きる地震の最大規模として設定されている。
地震 2	B 断層	M7.0	確実度の高い断層で、A 断層(表-例 1.1.2)の一部に相当する。
地震 3	C 断層帯	M7.5	陸上の断層帯とされているが、文献資料によれば個々の断層の活断層としての確実度は高くない。

1.2 想定地震の選定

1.1 で抽出した歴史地震の再来または断層等における地震の発生を考慮し、対象ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震（想定地震）を選定するため、検討対象とした地震およびそれらの地震によってダム地点で生じる地震動（ダムの距離減衰式による最大加速度値）の推定結果を表一例 1.1.4 に、また同表中の地震の震源とダム地点の概略的な位置関係を図一例 1.1.1 に示す。

表一例 1.1.4 考慮する地震およびダムの距離減衰式による地震動（最大加速度）の推定結果

地震の種類	地震または震源 注1)	地震規模 注2)	断層モデル諸元等						断層面までの距離 [km]		ダム地点における地震動の最大加速度[gal]	
			断層面	長さ L[km]	幅 W[km] 注2)	上端 深さ d [km] 注3)	傾斜 角 δ [°] 注3)	断層 面中心 深さ H _c [km] 注4)	最短 距離 R	等価 震源 距離 X _{eq}	最短 距離 式	等価 震源 距離 式
活断層	A 断層	M8.0		66~74	20~60	0	15~45	10.0	85	101	87	101
	C-1 断層	(M6.7)		13	(13)	(0)	(90)	6.5	26	29	105	113
	C-2 断層	(M6.6)		11	(11)	(0)	(90)	5.5	25	29	98	99
プレート境界	地震Ⅰ	M8.4	①	115	70	2	34	18.7	16	80	624	469
			②	150	100	3	24					
			③	150	70	10	10					
			④	140	80	1	20					
			⑤	60	80	1	20					
	地震Ⅱ	M8.4	①	150	100	3	24	22.7	75	145	278	207
			②	115	70	2	34					
	地震Ⅲ	M8.4	①	150	120	1	20	19.5	16	85	630	436
			②	150	70	10	10					
	地震Ⅳ	M7.9	①	154	67	0	30	17.8	38	81	333	273
②			84	78	0	30						
地震Ⅴ	M8.0	①	122	38	2.3	22	11.2	17	78	494	295	
		②	129	54	2.3	22						

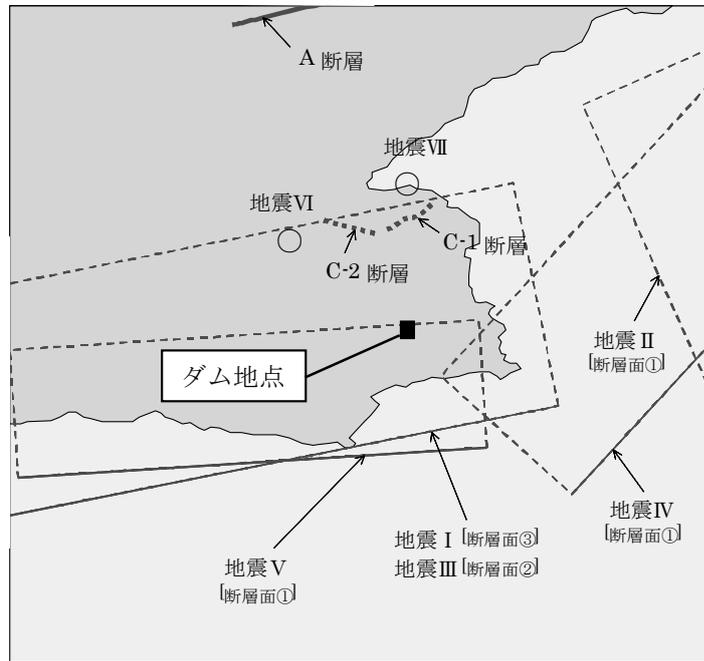
注1) 本ダムの場合、1.1(1)で抽出した歴史地震のうち、地震Ⅰ～Ⅴおよび 1.1(3)県の防災計画に位置づけられている地震のうち地震 1 については、1.1(2)で整理したプレート境界地震の断層モデルとしてすでに考慮されていると考えられることから、別途検討していない。また、1.1(1)で抽出した地震ⅥおよびⅦについては、その震央位置および規模等から 1.1(3)で挙げられている地震 3 の震源とされる断層帯をなす断層 (C-1,C-2) について検討することで考慮されることが考えられることから、別途検討

していない。1.1(3)で挙げられている地震2の震源とされるB断層は(2)のA断層の一部と考えられることから、別途検討していない。

注2) () 書きは、文献資料等から情報が得られなかったため、断層長さとの経験的關係式により得た値。

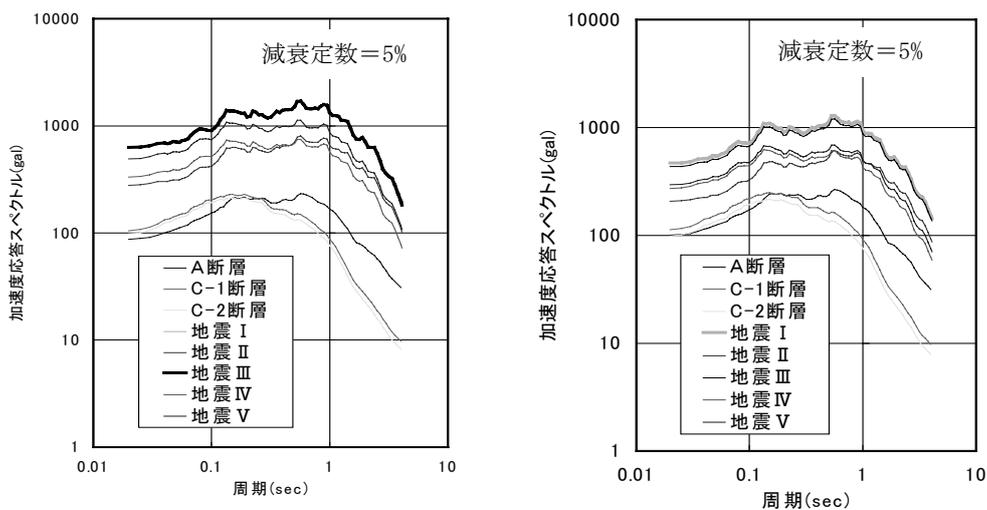
注3) () 書きは、文献資料等から情報しか得られなかったため、仮定した値。

注4) 断層モデルが複数の断層面から構成されている場合については、個々の断層面について求めた値の各断層面の面積に応じた重み付け平均値として設定した。



図一例 1.1.1 想定地震の選定において考慮する地震の震源のイメージ

さらに、表一例 1.1.4 中の各地震について、ダムの距離減衰式により推定されるダム地点における地震動の加速度応答スペクトルの比較を図一例 1.1.2 に示す。



(a)最短距離式

(b)等価震源距離式

図一例 1.1.2 想定地震の選定において考慮する各地震によってダム地点で生じる地震動（加速度応答スペクトル）の比較

表一例 1.1.4 および図一例 1.1.2 より、本ダムではプレート境界で発生する地震Ⅲによる地震動が、その推定結果において最大加速度および加速度応答スペクトルが最も大きくなることわかる^{注)}。また、この地震Ⅲを含め、比較的影響が大きい可能性のある地震は、全て一般に地震動の継続時間が比較的長いプレート境界で発生する地震である。

これらのことから、予想される地震動の強さや地震の種類の違い（およびそれに伴う継続時間特性等）も考慮し、本ダムに対しては地震Ⅲを想定した場合の影響が最も大きくなるものと考えられる。

よって、想定地震として地震Ⅲを選定する。

注) 図一例 1.1.2 で最短距離式による推定結果では地震Ⅲ、等価震源距離式による推定結果では地震Ⅱの加速度応答スペクトルが最大となったが、前者の方がやや大きい。

2 耐震性能の照査に用いるレベル2地震動の設定

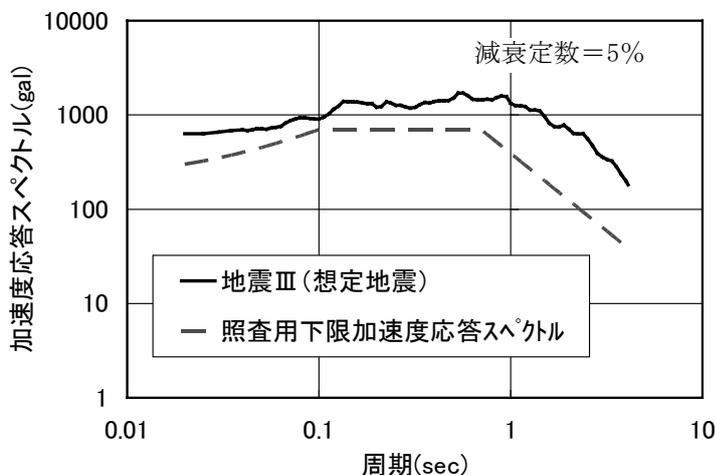
2.1 照査下限加速度応答スペクトル等との比較

想定地震として選定した地震Ⅲによる地震動の加速度応答スペクトルを再掲すると図一例 1.1.3 のとおりである。照査に用いるレベル2地震動は、以下の地震動を比較して、その影響が最も大きいと考えられるものとする必要がある。

- ① ダム地点またはその近傍で過去に実際に観測された最大の地震動
- ② 照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動

この比較を加速度応答スペクトルについて行えば、①については、これまでに想定地震の加速度応答スペクトル（図一例 1.1.3）を上回る地震記録はこれまで得られていない。また、図一例 1.1.3 より想定地震の加速度応答スペクトルは、地表に現れていないダム地点直下の活断層で発生する地震を想定した②の照査用下限加速度応答スペクトルを全周波数帯で上回っている。さらに、地震動の継続時間は、一般に活断層で発生する地震より想定地震として選定した地震Ⅲを含むプレート境界地震の方が長く、その影響は大きくなる可能性がある。

これらのことから、本ダムでは、図一例 1.1.3 に示した想定地震（プレート境界地震である地震Ⅲ）による地震動を、照査に用いるレベル2地震動として設定することとする。

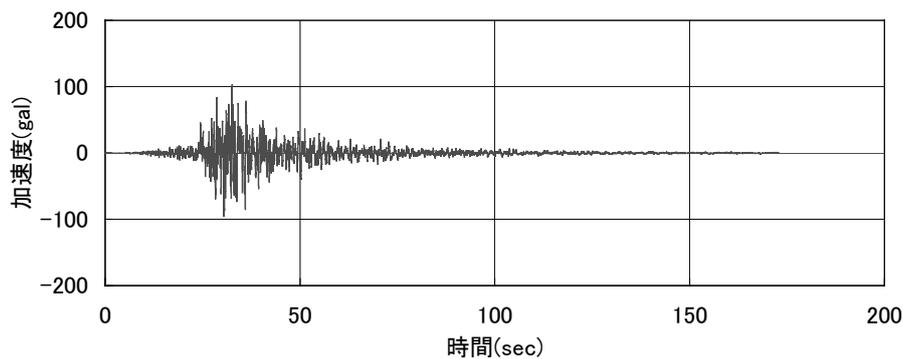


図一例 1.1.3 想定地震によるダム地点の地震動の加速度応答スペクトル

2.2 加速度時刻歴波形の作成

(1) 原種波形の選定

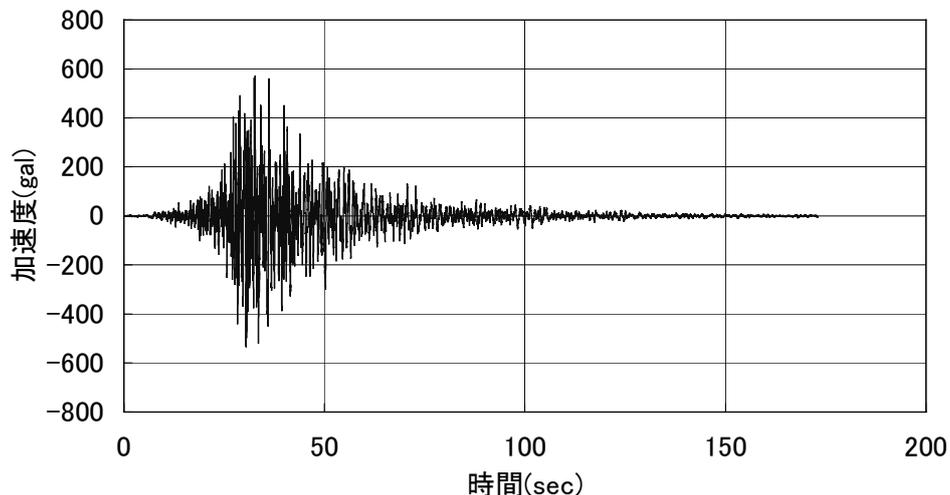
図一例 1.1.3 に示す想定地震の加速度応答スペクトルをもとに、照査に用いるレベル2地震動の加速度時刻歴波形を作成するには、位相特性や継続時間特性を与える原種波形が必要となる。本ダムにおいては、これまでに想定地震と同様の地震による地震動記録は得られていないため、原種波形としては、過去の地震時にダム基礎で得られた代表的な強震記録のうち、想定地震と同じ種類の地震（プレート境界地震）による強震記録である 2003 年十勝沖地震(M8.0)時に震源近傍の浦河ダム（基礎地盤相当位置）において観測された加速度時刻歴波形（図一例 1.1.4）を用いることとした。



図一例 1.1.4 原種波形

(2) 想定地震による地震動の加速度応答スペクトルに適合する加速度時刻歴波形の作成

図一例 1.1.4 に示した原種波形をもとに、その振幅特性を図一例 1.1.3 の加速度応答スペクトルに適合するよう逐次調整した結果、図一例 1.1.5 に示す加速度時刻歴波形が得られた。



図一例 1.1.5 想定地震による地震動の加速度時刻歴波形

したがって、最終的に本ダムの照査においてはこの波形をレベル2地震動の加速度時刻歴波形として用いることとした。

【資料 例 1-2】 半経験的方法（経験的グリーン関数法）によるレベル2地震動の設定例

1. 想定地震

検討対象としたダムでは、文献調査の結果、表一例 1.2.1 に示す地震（『日本の地震断層パラメーター・ハンドブック』に記載されている断層モデル^{注1)}）が想定地震として選定された。これを受け、当該地震によって図一例 1.2.1 に示すダム地点に生じる地震動を半経験的方法のうち経験的グリーン関数法により推定することとした。

表一例 1.2.1 想定地震の概要

発生年	地震名	推定規模	震源断層面の位置 ¹⁾
1703年	元禄関東地震	M8.2	図一例 1.2.1 に示すセグメント A および B

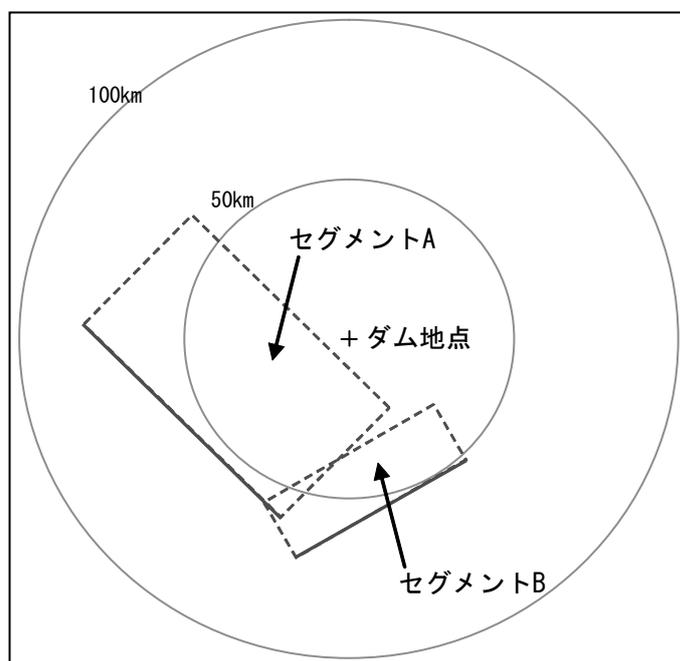
注) ここでは、『日本の地震断層パラメーター・ハンドブック』（佐藤良輔[1989]）に記載の上記地震の断層モデルのうち、「モデル1」（出典：笠原・他（1973））を対象とした。同モデルでは断層面を2つのセグメントとしてモデル化している。

2. 想定地震の断層モデルの設定

図一例 1.2.1 に示した想定地震の断層面について、地震調査研究推進本部による「震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」）」^{注1)}に基づき、断層モデル（巨視的震源特性および微視的震源特性のパラメータ）を設定した。なお、断層モデルの設定にあたっては、類似の地震で詳しい断層モデルの検討がされている1923年大正関東地震の断層モデル^{注2)}を参考とした。

注1) 強震動評価において、震源特性、地下構造モデル、強震動計算方法、予測結果の検証の手法や設定にあたっての考え方を政府の地震調査研究推進本部地震調査委員会がまとめ、「全国を概観した概観した地震動予測地図」報告書の分冊2（震源特性を特定した地震動予測地図の説明）（2005）の中で示したもの。ここで参考とした海溝型地震の強震動予測手法（以下、海溝型地震のレシピ、または単に「レシピ」という。）と活断層で発生する地震動の強震動予測手法（以下、活断層地震のレシピという。）が示されている。

注2) 具体には、『日本の地震断層パラメーター・ハンドブック』（佐藤良輔[1989]）に記載の同地震の断層モデル（モデル8：Matsu'ura et al. (1980)）を参考とした。



図一例 1.2.1 想定地震の震源断層面とダム地点のイメージ

(a) 巨視的震源特性

想定地震の断層モデルについて、表一例 1.2.2 のとおり各パラメータを設定した。

表一例 1.2.2 巨視的震源特性に関する断層パラメータ

地震規模	M8.2	セグメント	A		B	
			基準点の位置		基準点の位置	
断層総面積	7075km ²		南東端 (34.84° N, 139.76° E)	北東端 (35.00° N, 140.38° E)		
地震モーメント ^{注1)}	1.83 × 10 ²⁸ dyne·cm	走向	315°	240°		
平均すべり量	673cm	傾斜角	30°	60°		
平均応力降下量	75bar	断層面の長さ	85km	60km		
モーメントマグニチュード ²⁾	8.1	断層面の幅	55km	40km		
短周期レベル	6.48 × 10 ²⁶ dyne·cm/s ²	断層面積	4675 km ²	2400 km ²		
	平均すべり量 ^{注2)}		673cm	673cm		

注1) 地震モーメントは、1923年大正関東地震の断層モデルから円形割れ目を仮定した応力降下量を75barと評価し、この値からレシピの推定式(1)により推定した。

注2) 平均すべり量は、剛性率を $3.85 \times 10^{11} \text{ dyne/cm}^2$ (S波速度 3.71 km/s 、密度 2.8 g/cm^3) として推定した。なお、活断層地震のレシピでは、複数の断層面を想定する場合、その面積に応じて全体の地震モーメントを振り分ける方法が示されているが、海溝型地震に関するレシピではそうした記述がないので、両方のセグメントで平均すべり量が同じと仮定した。

(b) 微視的震源特性

想定地震の断層モデルについて、表一例 1.2.3 のとおり各パラメータを設定した。なお、設定したアスペリティ^{注)}の位置を図一例 1.2.2 に示す。

注) 震源となる断層面上で地震時における応力降下が特に大きく、大きな加速度をもつ強震動を発生させる部分。断層面内のうち特に強く固着していた領域に対応するものと考えられている。

表一例 1.2.3 微視的震源特性に関する断層パラメータ

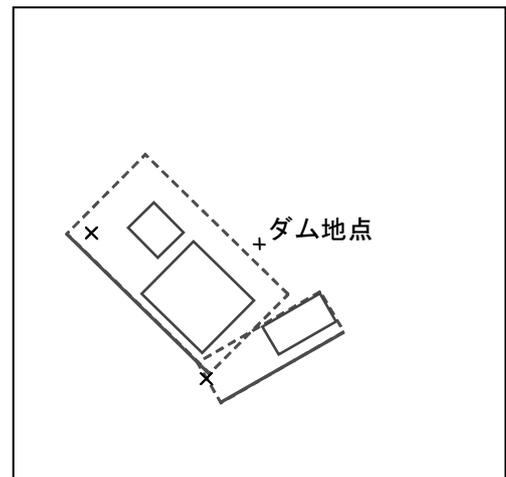
セグメント		A	B	
アスペリティの面積比 ^{注1)}		35%		
アスペリティ ^{注2)}	1	アスペリティの面積	1309 km ²	840km ²
		平均すべり量	1496cm	1346m
		地震モーメント	$7.5 \times 10^{27} \text{ dynecm}$	$4.3 \times 10^{27} \text{ dynecm}$
		静的応力降下量	214bar	214bar
		実効応力	214bar	214bar
	2	短周期レベル	$7.0 \times 10^{26} \text{ dynecm/s}^2$	$5.6 \times 10^{26} \text{ dynecm/s}^2$
		アスペリティの面積	327km ²	—
		平均すべり量	748cm	—
		地震モーメント	$0.94 \times 10^{27} \text{ dynecm}$	—
		静的応力降下量	214bar	—
背景領域	実効応力	214bar	—	
	短周期レベル	$3.5 \times 10^{26} \text{ dynecm/s}^2$	—	
	背景領域の面積	3039 km ²	1560 km ²	
	平均すべり量	311cm	311cm	
	地震モーメント	$3.6 \times 10^{27} \text{ dynecm}$	$1.9 \times 10^{27} \text{ dynecm}$	
	実効応力	29bar	36bar	
	短周期レベル	$1.6 \times 10^{26} \text{ dynecm/s}^2$	$1.4 \times 10^{26} \text{ dynecm/s}^2$	

注1) アスペリティの面積をレシピに基づいて評価すると、断層面積の 90%と非常に高く評価される。しかし、1923 年大正関東地震のアスペリティの面積比は 30%程度と評価されている(芝・当麻(1999)など)。また、レシピでも 7つの海溝型地震のアスペリティの面積比は 35%±11%程度(石井・他(2000))と記述されていることから、ここではアスペリティの面積比を 35%と仮定した。

注2) アスペリティの数は、セグメント A に 2 個(芝・当麻(1999)の 1923 年大正関東地震のモデルに基づく)、セグメント B に 1 個を配置した。セグメント A の 2 個のアスペリティの面積比は芝・当麻(1999)に基づき 4 : 1 とした。

なお、最近の研究^{注)}により、断層面内におけるアスペリティの位置は地震によって変化せず、同じ場所となる可能性が高いことがわかってきていることから、セグメント A については推定される断層面の位置が類似する 1923 年大正関東地震の断層モデル(図一例 1.2.3)に基づき設定した。なお、セグメント B については、参考となる情報が十分でないことから、安全側としてダム地点に近い位置に設定した。

注) 菊池・山中(2001) : 既往大地震の破壊過程=アスペリティの同定, サイスマ, 5(7)。なお、レシピにも記載。



図一例1.2.2 設定したアスペリティの位置と破壊開始点(×印)

(c) その他の震源特性

その他の震源特性として、平均破壊伝播速度をレシピの推定式に従い、 2.67km/s と設定した^{注2)}。

また、破壊開始点については、「過去の地震の破壊開始点が把握されている場合にはその位置に設定するのが妥当である」(レシピ)とされていることから、1923年大正関東地震の断層モデルとして推定されている破壊開始点の位置に基づき、図一例1.2.2のように設定した。

破壊形態については、レシピに従い、異なる断層セグメント間では、最も早く破壊が到達する地点から破壊が放射状に伝播していくものと仮定した。

本想定地震の断層モデルでは、図一例1.2.1に示したようにAおよびBの2つのセグメントを想定しているが、両セグメントの破壊開始の時間差は22.7秒と設定した^{注2)}。

立ち上がり時間は、レシピの式(17)によると10.3秒、Somerville et al. (1999)の式によると4.1秒となるが、1995年兵庫県南部地震や1948年福井地震の再現計算^{注3)}で0.6秒という短めの値が用いられていること、ハイブリッド法により長周期地震動と組み合わせる場合に周期を1.0秒程度にした方が整合性がよいことなどを考慮して、1.0~4.0秒の範囲で検討した。

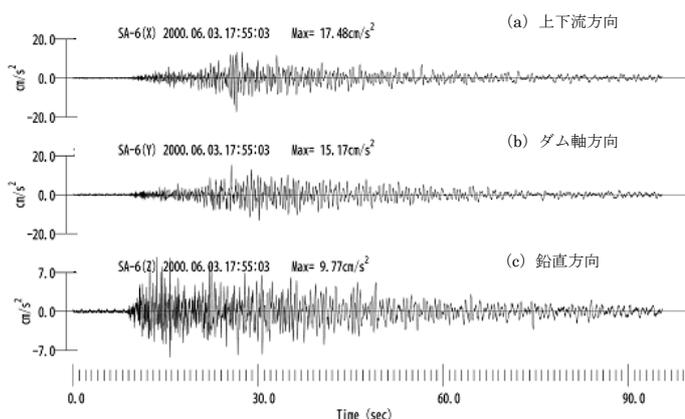
注1) 平均破壊伝播速度 $=0.72 \times$ せん断弾性波速度 V_s ($V_s=3.71\text{km/sec}$)により計算。

注2) 複数のセグメントからなる断層モデルで、セグメント間が離れている場合の破壊開始の時間差は、活断層地震のレシピにおいてS波の伝播を仮定するとされているが、海溝型地震のレシピではそうした記述がない。このため、ここでは活断層地震のレシピの考え方により、時間差 $=AB$ セグメントの破壊開始点間の距離 $/V_s$ として計算。

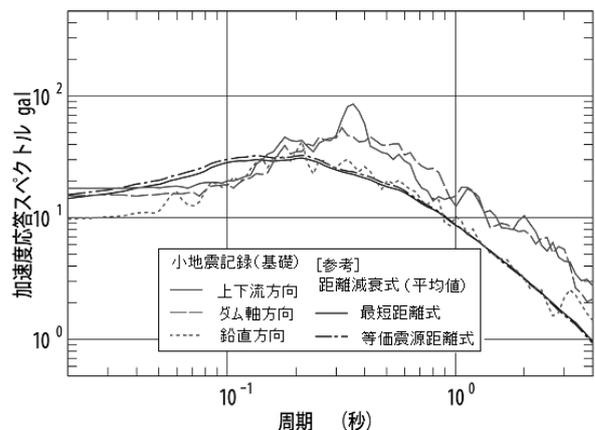
注3) 入倉・釜江(1999)：1948年福井地震の強震動,地震2,52

3. 想定地震による地震動の推定

2000年6月3日の地震(気象庁マグニチュード6.1、震源深さ48km、震源距離92km。以下「小地震」という。)は、その発震機構解等から、想定地震と同様、太平洋プレートと陸側プレートの境界で発生したプレート境界地震と考えられる。想定地震の断層面からみると震源はその方向が異なり、またやや深く、距離も遠いが、本ダム地点で地震動記録が得られていることを重視し、経験的グリーン関数法による地震動推定に用いる小地震記録として選定した。本ダム基礎で得られた小地震記録の加速度時刻歴波形およびその加速度応答スペクトルをそれぞれ図一例1.2.3および図一例1.2.4に示す。なお、図一例1.2.4には、参考として、ダムの距離減衰式^{注1)}による推定結果についても記入した。



図一例1.2.3 小地震記録(加速度時刻歴波形)



図一例1.2.4 小地震記録(加速度応答スペクトル)

小地震のモーメントマグニチュードは、各機関による推定値の平均から6.10とした。

想定地震による地震動の合成に必要な断層面内におけるすべり量と応力降下量の分布を設定するため、想

定地震の断層面における 2 つのセグメントを、想定地震と小地震の地震モーメント比 (1028) を考慮して、セグメント A を 8 (長さ) × 8 (幅) × 10 (時間)、セグメント B を 6 (長さ) × 6 (幅) × 10 (時間) にそれぞれ分割した。また、両セグメント内のアスペリティは、その形状が正方形に近くなるよう、セグメント A の大きいアスペリティを 3 (長さ) × 6 (幅)、小さいアスペリティを 2 (長さ) × 2 (幅)、セグメント B のアスペリティを 3 (長さ) × 4 (幅) に分割してモデル化した。このようにして分割した小断層に対して設定したすべり量と応力降下量の分布を表一例 1.2.4 に示す。

表一例 1.2.4 すべり量と応力降下量の分布

	セグメント A	セグメント B																																																																																																												
すべり量の分布 [cm]	<table border="1"> <tr><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>1496</td><td>1496</td><td>1496</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>1496</td><td>1496</td><td>1496</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>1496</td><td>1496</td><td>1496</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>1496</td><td>1496</td><td>1496</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>1496</td><td>1496</td><td>1496</td><td>311</td><td>748</td><td>748</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>1496</td><td>1496</td><td>1496</td><td>311</td><td>748</td><td>748</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> </table>	311	311	311	311	311	311	311	311	311	311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311	311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311	311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311	311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311	311	1496	1496	1496	311	748	748	311	311	311	1496	1496	1496	311	748	748	311	311	311	311	311	311	311	311	311	311	311	<table border="1"> <tr><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>1346</td><td>1346</td><td>1346</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>1346</td><td>1346</td><td>1346</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>1346</td><td>1346</td><td>1346</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> <tr><td>1346</td><td>1346</td><td>1346</td><td>311</td><td>311</td><td>311</td></tr> </table>	311	311	311	311	311	311	311	311	311	311	311	311	1346	1346	1346	311	311	311	1346	1346	1346	311	311	311	1346	1346	1346	311	311	311	1346	1346	1346	311	311	311
311	311	311	311	311	311	311	311	311																																																																																																						
311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311																																																																																																						
311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311																																																																																																						
311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311																																																																																																						
311	1496	1496	1496	311	311	311	311	311																																																																																																						
311	1496	1496	1496	311	748	748	311	311																																																																																																						
311	1496	1496	1496	311	748	748	311	311																																																																																																						
311	311	311	311	311	311	311	311	311																																																																																																						
311	311	311	311	311	311																																																																																																									
311	311	311	311	311	311																																																																																																									
1346	1346	1346	311	311	311																																																																																																									
1346	1346	1346	311	311	311																																																																																																									
1346	1346	1346	311	311	311																																																																																																									
1346	1346	1346	311	311	311																																																																																																									
応力降下量の分布 [bar]	<table border="1"> <tr><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>214</td><td>214</td><td>29</td><td>29</td></tr> <tr><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td><td>29</td></tr> </table>	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	214	214	214	29	29	29	29	29	29	214	214	214	29	29	29	29	29	29	214	214	214	29	29	29	29	29	29	214	214	214	29	29	29	29	29	29	214	214	214	29	214	214	29	29	29	214	214	214	29	214	214	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	<table border="1"> <tr><td>36</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td></tr> <tr><td>36</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td></tr> <tr><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td></tr> <tr><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td></tr> <tr><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td></tr> <tr><td>214</td><td>214</td><td>214</td><td>36</td><td>36</td><td>36</td></tr> </table>	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	36	214	214	214	36	36	36	214	214	214	36	36	36	214	214	214	36	36	36	214	214	214	36	36	36
29	29	29	29	29	29	29	29	29																																																																																																						
29	214	214	214	29	29	29	29	29																																																																																																						
29	214	214	214	29	29	29	29	29																																																																																																						
29	214	214	214	29	29	29	29	29																																																																																																						
29	214	214	214	29	29	29	29	29																																																																																																						
29	214	214	214	29	214	214	29	29																																																																																																						
29	214	214	214	29	214	214	29	29																																																																																																						
29	29	29	29	29	29	29	29	29																																																																																																						
36	36	36	36	36	36																																																																																																									
36	36	36	36	36	36																																																																																																									
214	214	214	36	36	36																																																																																																									
214	214	214	36	36	36																																																																																																									
214	214	214	36	36	36																																																																																																									
214	214	214	36	36	36																																																																																																									

注) 表中、各図とも左上が断層面の基準点で断層上方から見た形を表す。

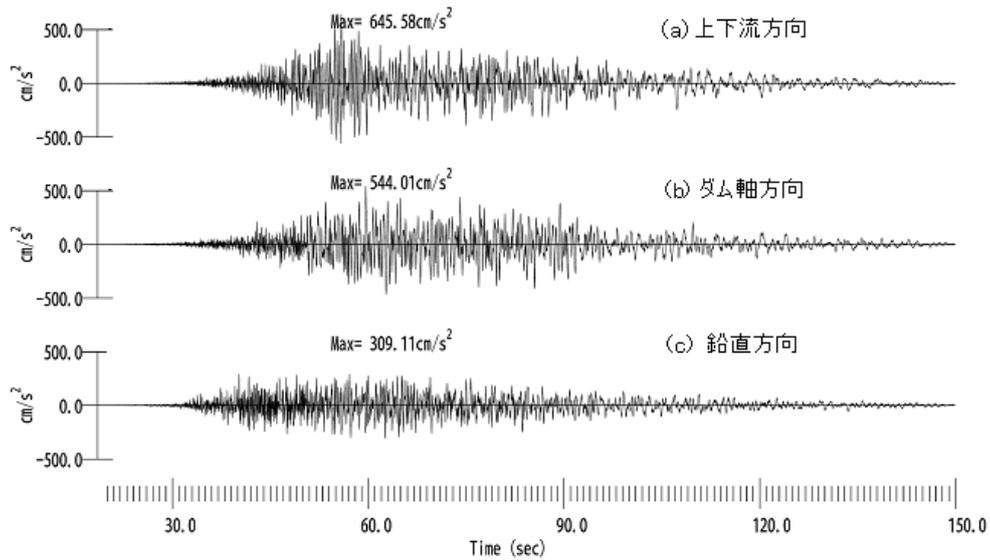
この表一例 1.2.4 に示したすべり量と応力降下量の両方の分布を用い、壇・佐藤の方法^{注2)}により想定地震による本ダム地点における地震動を合成した。得られた地震動 (加速度時刻歴波形) を図一例 1.2.5 に示す。

また、同地震動の加速度時刻歴波形から加速度応答スペクトルを求めたものを

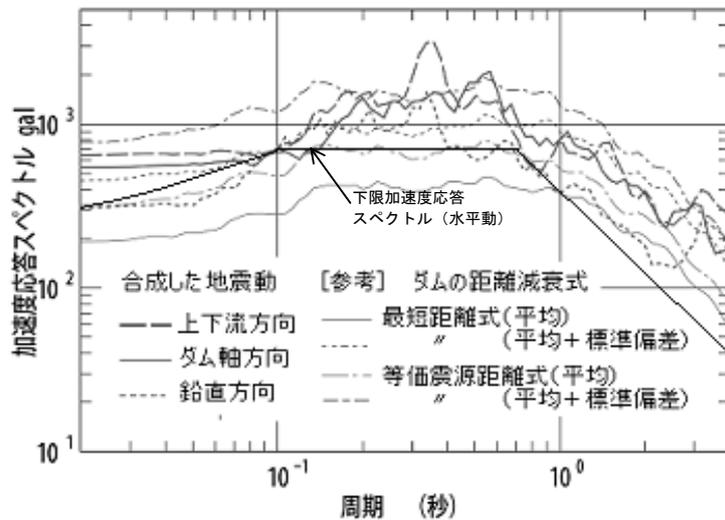
図一例 1.2.6 に示す。同図中には、比較のため、ダムの距離減衰式^{注1)}による比較結果を示したが、概ね本検討で合成した地震動のスペクトルに近いものとなっていることがわかる。

注 1) ダムの距離減衰式については、本参考資料 [資料 1-3] および [資料 1-4] を参照。

注 2) 本検討では、地震動の合成方法として、応力降下量の分布だけを用いる入倉の方法とすべり量と応力降下量の両方の分布を用いる壇・佐藤法の両者を用いた推定を行った。入倉法では立ち上がり時間 τ の影響を受けるため、その影響についても検討したところ、 $\tau=4$ 秒と設定した場合の結果が壇・佐藤法による場合の結果が比較的近いことがわかった。両者の違いはわずかであるが、ここでは若干大き目であり、また地震調査研究推進本部による評価でも用いられている壇・佐藤の方法による結果を採用した。



図一例 1.2.5 経験的グリーン関数法により推定（合成）された想定地震によるダム地点での地震動



図一例 1.2.6 推定（合成）された想定地震によるダム地点での地震動の加速度応答スペクトル
(ダムの距離減衰式および下限加速度応答スペクトルとの比較)

4. 照査に用いるレベル2地震動の設定

本検討により得られた地震動の加速度応答スペクトルは、下限加速度応答スペクトルを上回っており、かつ当該ダムおよびその近傍において、過去にこれより大きな地震動記録は得られていない。

よって、図一例 1.2.5 に示す地震動を本ダムの照査（地震応答解析）に用いるレベル2地震動とすることとした。

資料 2-2 ダム本体の照査例

ダム本体の照査は指針（案）3章に基づき行う。貯水機能が維持されることを確認するために必要となる地震応答解析の実際を、本指針（案）の対象となる各ダム形式の場合について、以下の例により示す。

- 【資料 例 2-1】 重力式コンクリートダム本体の照査例
- 【資料 例 2-2】 アーチ式コンクリートダム本体の照査例
- 【資料 例 2-3】 土質遮水壁型ロックフィルダム本体の照査例
- 【資料 例 2-4】 アースダム本体の照査例

【資料 例 2-1】 重力式コンクリートダム本体の照査例

1. ダム概要

表-例 2.1.1 に、対象ダムの諸元を示す。

表-例 2.1.1 ダム諸元

堤高	常時満水位
115m	107.1m

2. 照査に用いるレベル 2 地震動^{注)}

図-例 2.1.1 に示す加速度時刻歴波形を、照査用地震動とした。

注) 重力式コンクリートダムの地震応答解析は、一般に 3. で述べるような 2 次元解析によることができ、考慮する地震動の成分としては、水平成分のうちの上下流方向成分および鉛直成分が考えられる。ただし、事前検討により、重力式コンクリートダムでは、一般に水平地震動（上下流方向成分）の影響が支配的となり、鉛直地震動の影響を考慮しても解析結果に大きな差がないことがわかっているため、本資料では水平成分（上下流方向成分）のみを入力地震動として考慮する場合の例について示す。また、原種波形として他ダムでの強震記録を用いる地震応答解析では、一般に時刻歴波形の加速度振幅の符号を反転させたケースや、必要に応じ異なる原種波形を用いたケースについても検討対象とするのがよいが、以下では省略する。

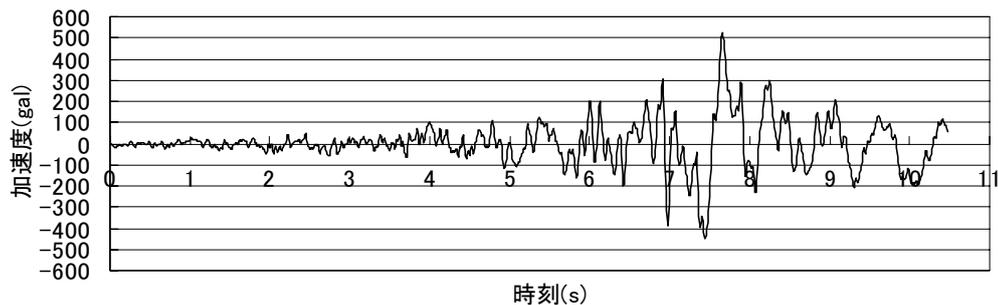


図-例 2.1.1 照査に用いたレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形

3. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

3.1 線形動的解析

(1) 解析条件等

本ダムの照査は、その堤体形状や構造上、横断面形状を考慮した 2 次元解析により行うことができると考えられることから、図-例 2.1.2 に示す 2 次元有限要素（平面ひずみ要素）解析モデルを作成した^{注 1)}。なお、モデル化は、一般に地震時に最も厳しい条件となると予想される最大断面等を対象とする必要がある。

解析に用いる堤体および基礎地盤の材料物性を表-例 2.1.2 に示す。なお、堤体コンクリートの弾性係数と減衰定数については、ある重力式コンクリートダムでの実測地震時挙動を良く再現できた物性値の組合せを用いた。

貯水位は、通常時の水位として最もダムに影響が大きいと考えられる常時満水位とする。なお、貯水是非圧縮性流体とみなして付加質量マトリクスによりその影響を考慮した。また、堤体底面の境界条件は、剛結（固定境界）とした。揚圧力は考慮していない。

以上の条件のもとで、解析モデル底面から図-例 2.1.1 に示す加速度時刻歴波形を入力地震動として入力した^{注 2)}。

注1) 重力式コンクリートダム解析に用いる有限要素モデルの作成にあたっては、ダム堤体のほか基礎地盤（岩盤）も含めてモデル化した方がより実条件に忠実な解析が可能と考えられる。ただし、対象ダムの基礎地盤が良好な岩盤である場合には、基礎地盤の変形性を考慮しなくても必要な精度の解析結果が得られること、また、一般に堤体のみをモデル化した場合には、堤体と基礎地盤をあわせてモデル化した場合に比べ、解析上堤体内の発生応力は大きく算定されることを考慮して、堤体のみを対象とした解析モデルとすることが可能な場合も多い。ここではそのような場合の例を示す。

注2) 本事例では、解析用プログラムとして汎用有限要素解析コード“DIANA”を用いた。

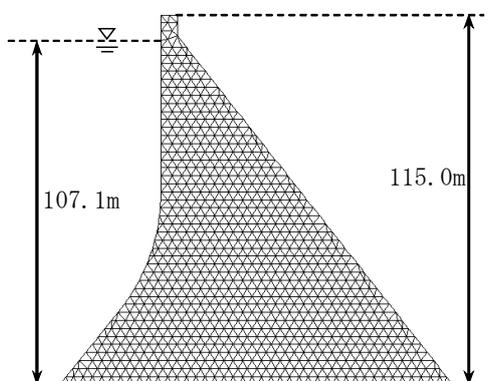


図-例 2.1.2 有限要素モデル

表-例 2.1.2 材料物性

	堤体	基礎地盤（岩盤）	貯水
弾性係数 E (MPa)	27,000	—	—
ポアソン比 ν	0.2	—	—
単位容積質量 ρ (kg/m ³)	2,300	—	1,000
減衰定数 h (%)	15（レイリー減衰 1,3 次）	—	—
せん断強度 τ_0 (MPa)	—	2.31	—
摩擦係数 f	—	1.0	—

(2) 解析結果とその評価の考え方

堤体コンクリートの損傷過程を考慮しない線形動的解析の結果から、ダム本体において損傷が発生しないことを以下の2条件により確認する。

- ① 引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。（引張破壊が生じない。）
- 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。

① 引張破壊に対する照査

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刻（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に一致）における堤体内の発生応力のうち、引張側主応力の分布を図-例 2.1.3 に示す。同図より、本ダムでは、天端の下流側への最大変位時に、上流面勾配変化点付近において最大 4.05MPa の引張応力が発生している。ダムコンクリートの静的な引張強度を 2.5MPa とすると、この応力は堤体材料の引張強度を超えるものであるため、堤体の当該箇所付近に引張亀裂が生じる可能性がある。

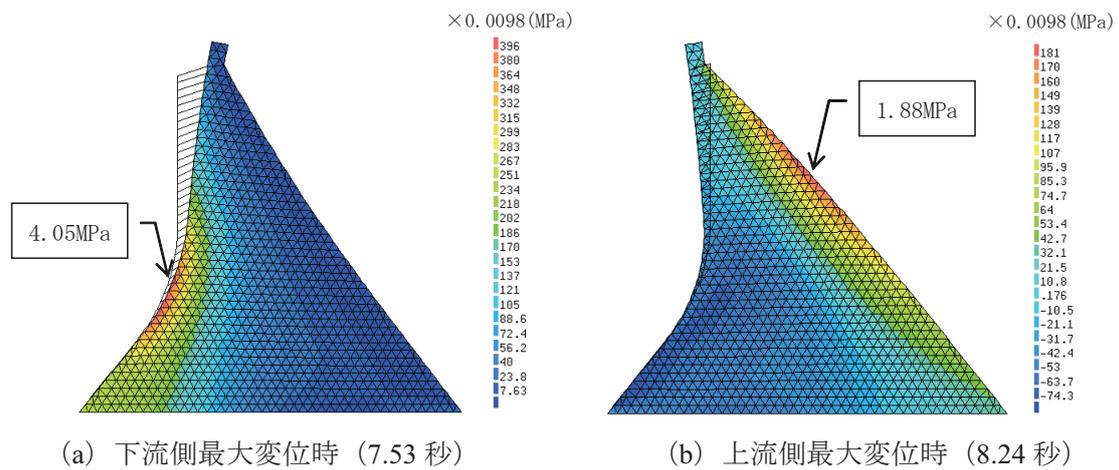


図-例 2.1.3 引張側主応力分布（線形動的解析）

② 圧縮破壊およびせん断破壊に対する照査

(a) 圧縮破壊に対する照査

堤体内に最も大きな応力が発生する可能性のある時刻（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に一致）における堤体内の発生応力のうち、圧縮側主応力の分布を図-例 2.1.4 に示す。同図より、本ダムでは、天端の下流側への最大変位時に、下流面において最大 4.85MPa の圧縮応力が発生している。しかし、ダムコンクリートの圧縮強度を 25.0MPa とすると、発生圧縮応力は圧縮強度と比較してかなり小さく、圧縮破壊が生じるおそれはないと考えられる。

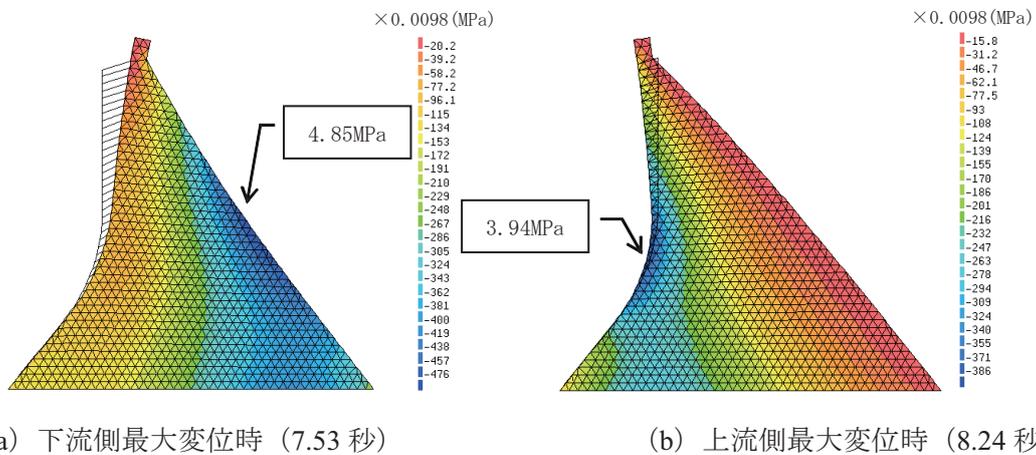


図-例 2.1.4 圧縮側主応力分布（線形動的解析）

(b) せん断破壊に対する照査

特にせん断破壊に対する安全性を確認する必要があると考えられる堤体底面（堤敷）を対象として、線形動的解析の結果算定されるせん断応力、垂直応力の時刻歴から、式（例 2.1.1）により局所せん断摩擦安全率を求めた。なお、発生応力としてはダム堤体側で代表し、強度としては表-例 2.1.2 に示す基礎地盤の強度を用いた。

$$f'_s = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \quad \text{----- (例 2.1.1)}$$

ここに、

- f_s' : 局所せん断摩擦安全率
- τ : せん断面に作用するせん断力
- τ_0 : せん断面のせん断強度
- f : せん断摩擦係数
- σ : せん断面に作用する垂直応力

底面内でその最小値が生じる時刻における局所せん断摩擦安全率の分布を図-例 2.1.5 に示す。堤体底部上流端から底敷長の 1/4 程度までは局所せん断摩擦安全率が 1.0 を下回っており、この範囲ではせん断破壊が生じるおそれがあることがわかる。なお、これは、線形動的解析の結果、底面付近に大きな引張応力が発生することが原因と考えられる。

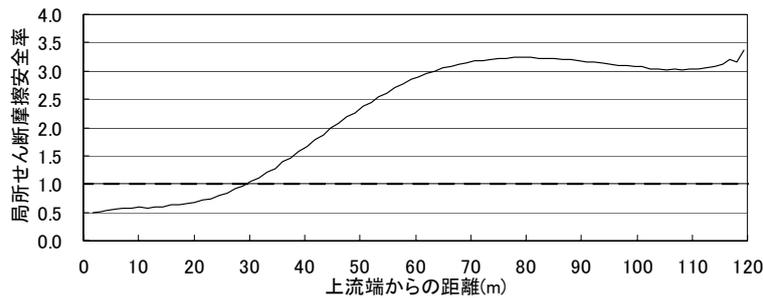


図-例 2.1.5 堤敷における局所せん断摩擦安全率分布（線形動的解析、7.51 秒）

(3) 線形動的解析による照査結果のまとめ

線形動的解析による検討の結果、本ダムでは地震時に材料の強度を超える引張応力等が発生することから、ダム本体に損傷が生じるおそれがあると判断される。よって、引き続き堤体コンクリートの引張破壊による損傷過程を考慮した地震応答解析による照査を行う必要があると判断される。

3.2 損傷過程等を考慮した非線形動的解析

(1) 解析条件等

解析モデル形状、基本的な材料物性および入力地震動は 3.1 と同様である。

堤体コンクリートの引張損傷による亀裂の発生については、分布型ひび割れモデルを用いて評価し、コンクリートの引張損傷に関わる材料物性は、表-例 2.1.3 のように設定した。また、引張軟化曲線は図-例 2.1.6 に示す単直線近似を用いた。なお、亀裂発生後、地震中に貯水が亀裂内に瞬時に浸入して間隙水圧の上昇が生じることはないと考え、地震継続中の亀裂内における揚圧力の発生は考慮しない。

表-例 2.1.3 コンクリートの引張損傷に関わる材料物性

項目	設定値
一軸引張強度 f_t （一軸引張軟化開始応力）[MPa] 注1)	2.5
破壊エネルギー G_f [N/m] 注2)	300

注 1) 一軸引張強度は、照査上安全側の立場から一般的なダムコンクリート静的荷重条件下での値を想定して設定した。

注 2) 破壊エネルギーについては、粗骨材最大寸法 150mm のダムコンクリートに対応した値としている。

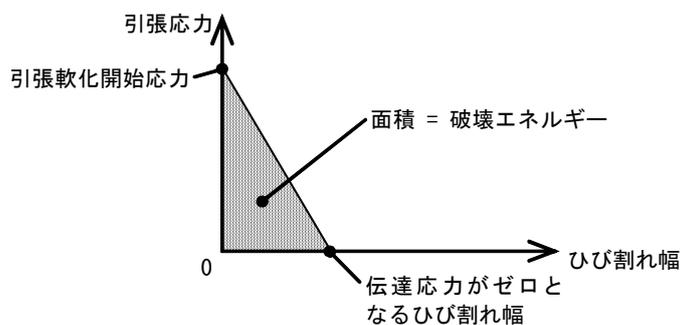


図-例 2.1.6 引張軟化曲線

(2) 解析結果とその評価の考え方

分布型ひび割れモデルを用いて引張破壊による損傷過程を考慮した非線形動的解析の結果から、ダム本体に生じる損傷が限定的なものにとどまることを以下の2条件により確認する。

- 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。

① 引張亀裂に対する照査

分布型ひび割れモデルを用いて引張破壊による損傷過程を考慮した非線形動的解析により得られた地震終了時における最終的な引張亀裂の発生範囲を、図-例 2.1.7 に示す。色付き要素が、最終的に引張亀裂が発生した要素である。同図より、堤体に引張応力に起因する引張亀裂が、堤体底部および上流面勾配変化点付近から生じる可能性があることがわかる。しかし、堤体を上下流方向に貫通するような引張亀裂が生じていないことから、上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって、堤体の分断が生じるおそれはないと考えられる。^{注)}

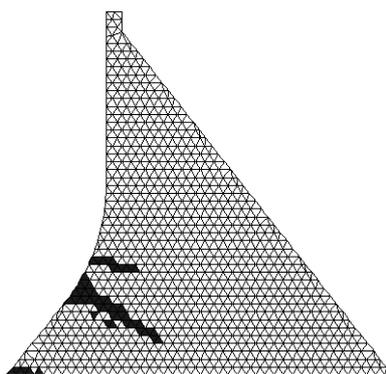


図-例 2.1.7 最終的な引張亀裂発生範囲

(引張破壊による損傷過程を考慮した非線形動的解析)

注) 上下流面間に連続する引張亀裂が生じるような解析結果となる場合、上記のような堤体だけのモデル解析を行っている場合には、基礎地盤を含めたモデル化を行う等、より実際に近い条件で再度解析を行う等の検討も必要である。なお、そのような検討によっても上下流面間に連続する引張亀裂により堤体の分断が生じるおそれがあると考えられる場合には、仮にそのような亀裂により堤体が分断された場合を想定して地震に伴う上部の堤体ブロックの安定性を検討するなど、さらに詳細な検討を行う必要があると考えられる。

② 圧縮破壊およびせん断破壊に対する照査

(a) 圧縮破壊に対する照査

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刻（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に一致）における堤体内の発生応力のうち、圧縮側主応力の分布を図-例 2.1.8 に示す。同図より、本ダムでは、天端の下流側への最大変位時に、堤体下流面において最大 4.94MPa の圧縮応力が発生している。しかし、ダムコンクリートの圧縮強度を 25.0MPa とすると、発生圧縮応力は圧縮強度と比較してかなり小さく、圧縮破壊が生じるおそれはないと考えられる。

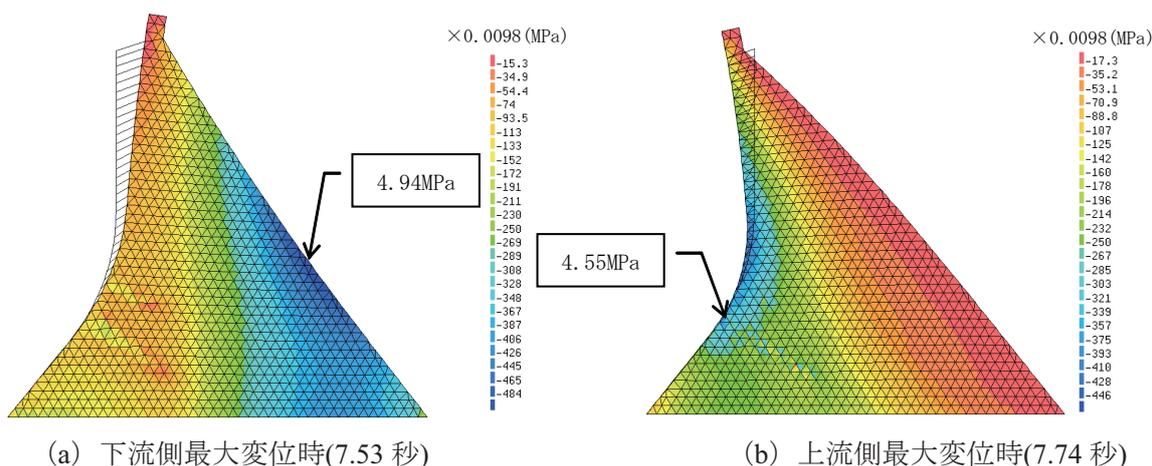


図-例 2.1.8 圧縮側主応力分布（引張破壊による損傷過程を考慮した非線形動的解析）

(b) せん断破壊に対する照査

特にせん断破壊に対する安全性を確認する必要があると考えられる堤体底面（堤敷）を対象として、局所せん断摩擦安全率を求めた。底面内でその最小値が生じる時刻における局所せん断摩擦安全率の分布を図-例 2.1.9 に示す。引張亀裂が発生していない堤体底面部位で局所せん断摩擦安全率が 1.0 を下回るのは、引張亀裂の発生範囲から下流方向に 6m 弱の区間であり、またその継続時間は 0.05 秒以下であることから、堤体全体の安定性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

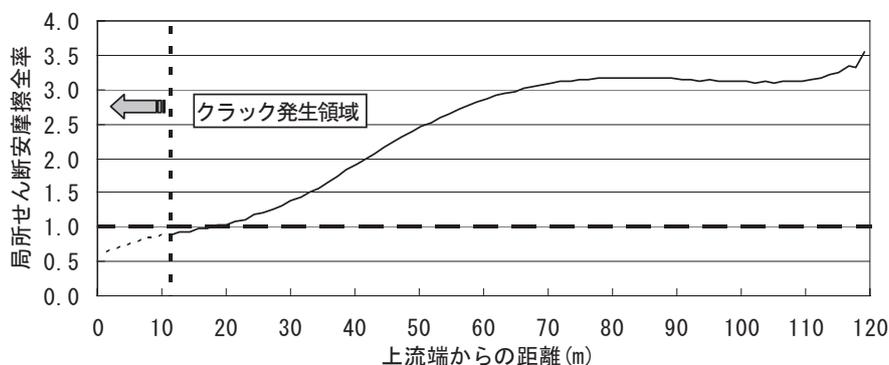


図-例 2.1.9 堤敷における局所せん断摩擦安全率分布
（引張破壊による損傷過程を考慮した非線形動的解析、7.48 秒）

(3) 損傷過程等を考慮した非線形動的解析による照査結果のまとめ

損傷過程等を考慮した非線形動的解析による検討の結果から、本モデルダムでは地震時において堤体の一部に引張亀裂が発生する可能性があるが、その範囲は堤体を上下流に連続するものとならず、また圧縮破壊やせん断破壊は発生しないと判断される。

3.3 地震後における安定性検討

(1) 検討方法

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ことから、地震後に亀裂内に貯水が浸入した場合の影響についてさらに確認する必要がある。そこで、3.2 の検討による解析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解析を実施した。図-例 2.1.10 に亀裂内水圧载荷節点位置を示す。なお、水圧は図-例 2.1.11 に示すように引張亀裂の進展方向と直角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水圧に相当する力を点荷重として载荷した。

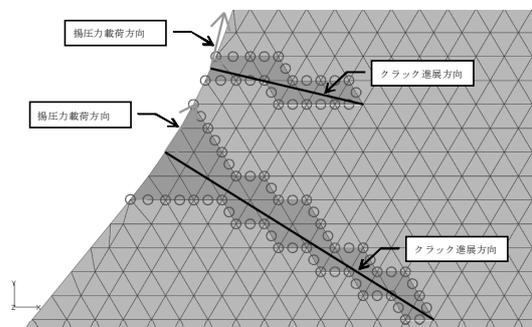
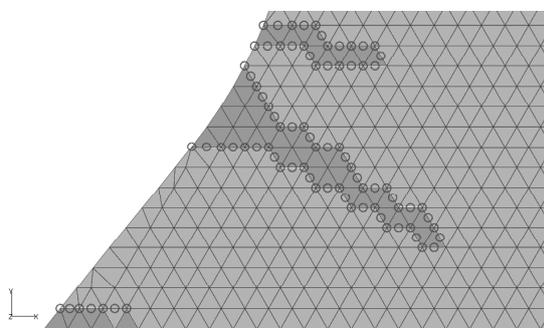


図-例 2.1.10 亀裂内水圧载荷節点位置 (丸印節点) 図-例 2.1.11 亀裂内水圧载荷方向

(2) 検討結果とその評価の考え方

引張亀裂に、常時満水位に相当する全水圧を作用させ、自重と静水圧を荷重として考慮し静的解析を実施した。その結果から、地震後もダム本体に生じる損傷が限定的なものにとどまることを、3.2 と同様の2条件により確認する。

① 引張亀裂に対する照査

地震時に生じた引張亀裂範囲の周辺に引張亀裂を発生させる引張応力は生じず、図-例 2.1.12 に示すように引張亀裂発生範囲は地震時の引張亀裂発生範囲から拡大していない。すなわち、地震時に生じた引張亀裂が地震後の貯水の浸入によって進展するおそれはないと考えられる。

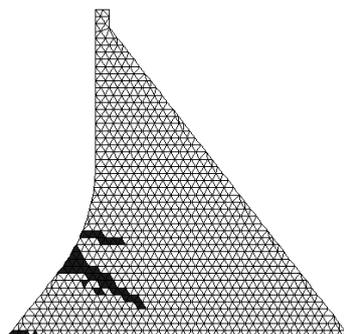


図-例 2.1.12 地震後の引張亀裂範囲 (引張亀裂内への貯水浸入を考慮した安定性検討)

② 圧縮破壊およびせん断破壊に対する照査

(a) 圧縮破壊に対する照査

引張亀裂に全水圧を作用させ、自重と静水圧を荷重として考慮した場合の圧縮側主応力分布を、図-例 2.1.13 に示す。勾配変化点付近からの引張亀裂先端に最大 2.83MPa の圧縮応力が発生しているが、ダムコンクリートの圧縮強度を 25.0MPa とすると、発生圧縮応力は圧縮強度と比較してかなり小さく、圧縮破壊が生じるおそれはないと考えられる。

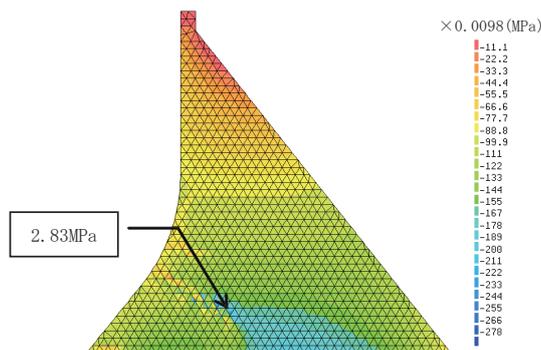


図-例 2.1.13 地震後の圧縮側主応力分布（引張亀裂内への貯水浸入を考慮した安定性検討）

(b) せん断破壊に対する照査

堤体底面（堤敷）の引張亀裂が発生していない領域における地震後の局所せん断摩擦安全率の分布を図-例 2.1.14 に示す。同図より、底面内の引張亀裂が発生していない領域では、局所せん断摩擦安全率は 1.0 を下回っていないことから、地震後にせん断破壊が生じるおそれはないと考えられる。

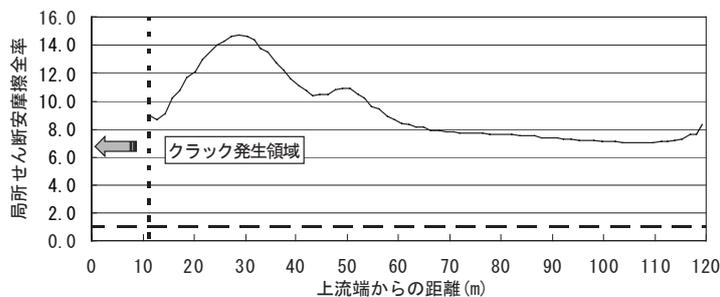


図-例 2.1.14 堤敷における局所せん断摩擦安全率分布

(3) 地震後における安定性検討結果のまとめ

地震後の安定性検討の結果から、本ダムでは地震時に堤体の一部に発生した引張亀裂内に地震後貯水が浸入しても、その亀裂が拡大するおそれはないと判断される。

3.4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の照査結果を総合すると、本ダムではレベル 2 地震動を考慮した場合、地震時に堤体の一部（上流面の勾配変化点付近および堤体底面上流端付近）に引張亀裂が発生する可能性がある。しかし、その範囲は堤体を上下流面間に分断するおそれはないこと、また圧縮破壊やせん断破壊は生じないか生じても局所的なものにとどまると考えられることから、生じる損傷は限定的なものにとどまると考え

られる。したがって、本ダムではレベル2地震動に対してもダムの貯水機能は維持されると判断される。

【資料 例 2-2】 アーチ式コンクリートダム本体の照査例

1. ダム概要

対象ダムの諸元を表-例 2.2.1 に示す。

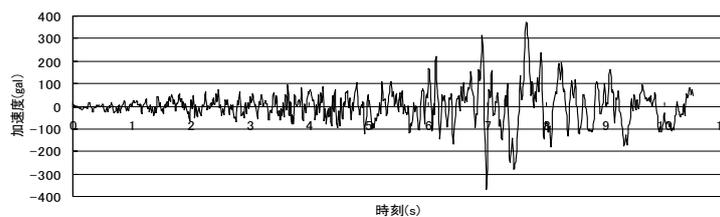
表-例 2.2.1 ダム諸元

堤高	堤頂長	常時満水位	最低水位
98m	248m	96m	50m

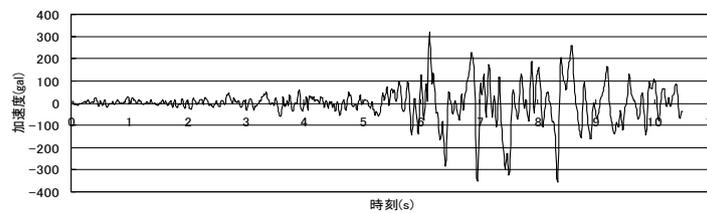
2. 照査に用いるレベル 2 地震動^{注)}

図-例 2.2.1 に示す加速度時刻歴波形を、照査用地震動とした。

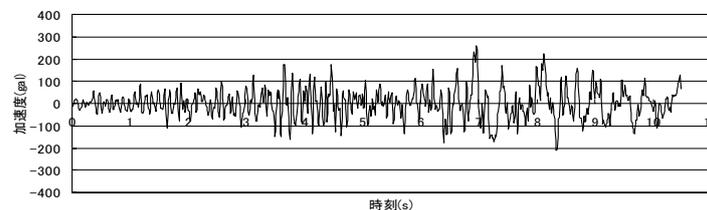
注)アーチ式コンクリートダムの地震応答解析では 3 次元解析が必要となり、考慮する地震動成分としては、上下流方向およびその直角方向(ダム軸方向)の水平方向 2 成分と鉛直方向成分の計 3 成分が考えられる。なお、事前検討により、アーチ式コンクリートダムでは水平方向地震動の影響が支配的であり、鉛直方向地震動の影響を考慮しても解析結果に大きな差がないことがわかっているが、ここでは 3 方向成分を同時に考慮した場合の例について示す。また、原種波形として他ダムでの強震記録を用いる地震応答解析では、一般に時刻歴波形の加速度振幅の符号を反転させたケースや、必要に応じ異なる原種波形を用いたケースについても検討対象とするのがよいが、以下では省略する。



(a) 上下流方向



(b) ダム軸方向



(c) 鉛直方向

図-例 2.2.1 照査に用いたレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形

3. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

3.1 線形動的解析

(1) 解析条件等

まず、堤体コンクリートに生じる応力とひずみの関係を線形とし、継目の開きや堤体の損傷過程を考慮しない線形動的解析を 3 次元有限要素モデルを用いた時刻歴応答解析により行うため、図-例 2.2.2

に示す3次元有限要素解析モデルを作成した。

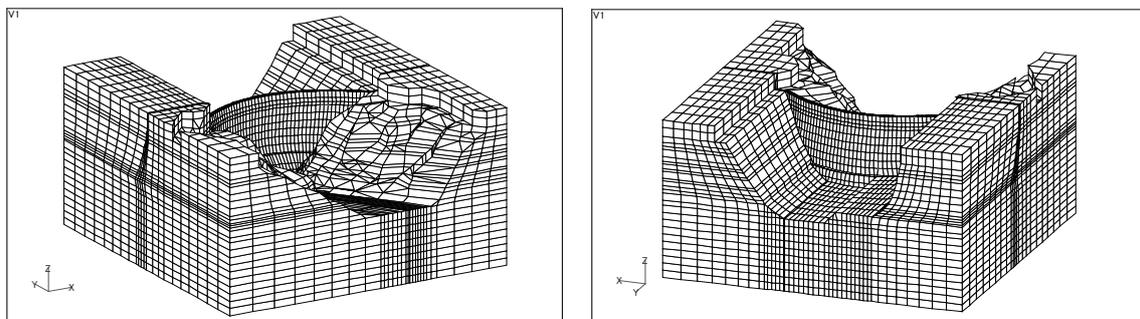
解析に用いた堤体および基礎地盤の物性値を、表-例 2.2.2 に示す。堤体材料や基礎地盤の減衰定数は、他のアーチダムでの実測地震時挙動の再現解析結果等を参考にして設定した。

貯水位は、通常時の水位として最もダムに影響が大きくなる可能性のある常時満水位および最低水位の場合について検討した。ここでは、堤体に発生する応力が厳しくなった常時満水位時の照査事例を示す。貯水は、圧縮性流体としてその影響を考慮した。貯水の物性値を、表-例 2.2.3 に示す。解析モデルの境界条件は、基礎地盤部側部および底部を粘性境界とした。基礎地盤部側方は粘性境界を通し、自由地盤モデルと接合されている。堤体に対する揚圧力は考慮していない。

なお、アーチ式コンクリートダムの動的解析に際しては、あらかじめ静的荷重作用下における初期応力状態を適切に再現しておく必要があるため、概略的な築堤過程を考慮した静的解析を実施した。

以上の条件のもとで、図-例 2.2.1 に示すレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形が堤体底面においてほぼ再現されるよう調整した入力地震動を解析モデル底面から入力した。^{注)}

注)本事例では、解析用プログラムとして、汎用非線形有限要素解析コード“ABAQUS”を用いた。



(a) 下流側より

(b) 上流側より

図-例 2.2.2 解析モデル

表-例 2.2.2 堤体と基礎地盤の材料物性

対象	弾性係数 [MN/m ²]	ポアソン比	単位体積重量[kN/m ³]	減衰定数
堤体	3.2×10 ⁴	0.20	22.54	5% (剛性比例型)
基礎地盤	2.1×10 ⁴	0.25	22.54	5% (剛性比例型)
自由地盤	2.1×10 ¹⁴	0.25	22.54×10 ¹⁰	5% (剛性比例型)

表-例 2.2.3 圧縮性流体の材料物性

注)水温 20℃、1 気圧時

対象	体積弾性係数[MN/m ²]	ポアソン比	単位体積重量[kN/m ³]
貯水	2.167×10 ³	—	9.8

(2) 解析結果とその評価

線形動的解析の結果から、ダム本体において損傷が発生しないことを以下の 2 条件により確認する。

- ① 引張応力が堤体材料の引張強度を超えない。(引張破壊が生じない。)
- 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。

線形動的解析によるダム堤体内において発生する引張応力および圧縮応力の最大値の分布を図-例

2.2.3 に示す。

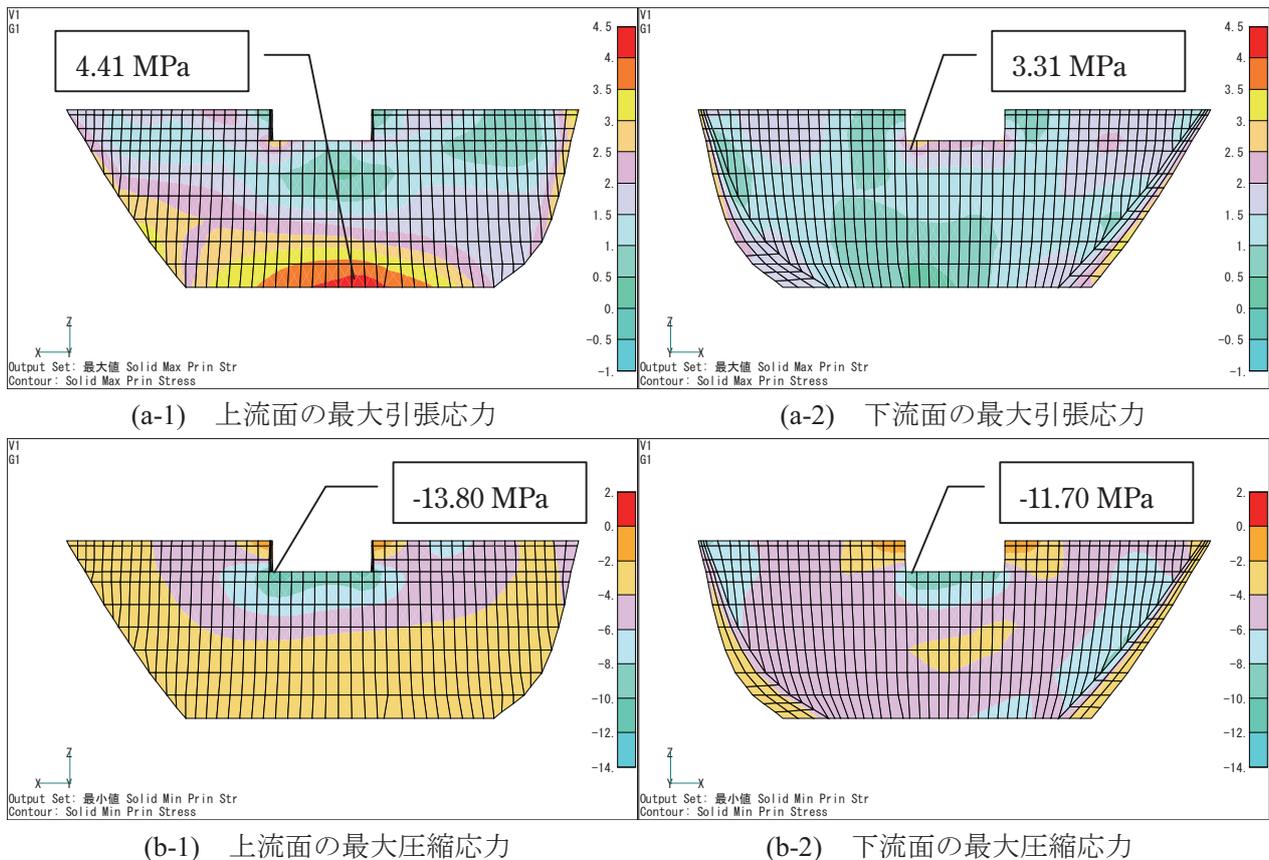


図-例 2.2.3 最大発生応力の分布(線形動的解析)

① 引張破壊に対する照査

図-例 2.2.3 より、上流面底部に最大約 4.4MPa の引張応力が発生している。本ダムの堤体コンクリートの引張強度を 3.2MPa とすると、この引張応力は堤体コンクリートの引張強度を超えるものであるため、さらに継目の開き等による応力再配分を考慮した非線形動的解析が必要になると考えられる。

② 圧縮破壊およびせん断破壊に対する照査

(a) 圧縮破壊に対する照査

図-例 2.2.3 より、上流面切り欠き部付近に最大約 13.8MPa の圧縮応力が発生している。本ダムの堤体コンクリートの圧縮強度を 45.0MPa とすると、この圧縮応力は堤体コンクリートの圧縮強度と比較してかなり小さく、圧縮破壊が生じるおそれはないと考えられる。

(b) せん断破壊に対する照査

「3.2 損傷過程を考慮した地震応答解析(継目の開き等を考慮した非線形動的解析)」が必要なことから、その結果により確認する。

(3) 線形動的解析による照査結果のまとめ

線形動的解析による検討の結果、本ダムでは地震時に材料の強度を超える引張応力等が発生する結果となった。よって、引き続き継目の開きや引張破壊による損傷過程を考慮した地震応答解析(非線形動的解析)による照査を行う必要があると判断される。

3.2 損傷過程等を考慮した地震応答解析(継目の開き等を考慮した非線形動的解析)

(1) 解析条件

解析モデル形状、基本的な材料物性及び入力地震動は、「3.1 線形動的解析」の場合と同様である。
 非線形挙動として、堤体に設けられた横継目および周辺継目の開口挙動を考慮するため、解析モデルにおいてこれらの継目に相当する位置に接合要素を設け、その物性を表-例 2.2.4 のとおり設定した。
 なお、ここでの検討では、堤体コンクリートの引張破壊等による損傷過程については考慮しない。継目の開きを考慮した非線形動的解析の結果を踏まえ、必要に応じて検討することとする。
 また、継目の開口が生じた場合、その直後に瞬時に貯水が継目内に浸入することによって間隙水圧の上昇が生じることはないとし、地震継続中における継目内における揚圧力の発生は考慮しない。

表-例 2.2.4 横継目と周辺継目の材料物性

対 象		横継目	周辺継目(サドル境界)
軸剛性 [MN/m ²]	圧縮時(密着時)	2.0×10^4	2.0×10^4
	引張時(開口時)	0.0	0.0
剪断剛性 [MN/m ²]	圧縮時(密着時)	2.0×10^4	2.0×10^4
	引張時(開口時)	2.0×10	0.0
引張強度		0.01(≒0.0)	3.2 (引張強度を超えた場合は 0.0)

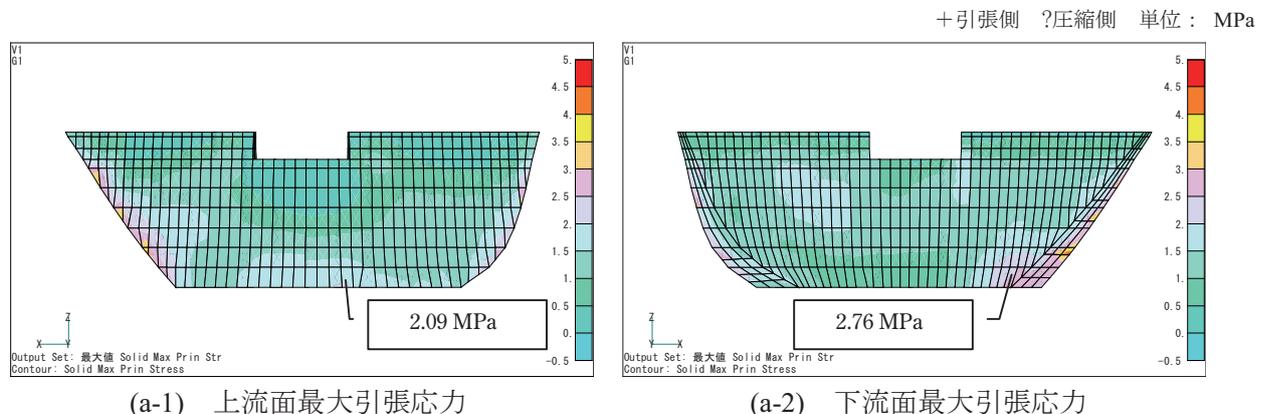
(2) 解析結果とその評価

横継目および周辺継目の開きを考慮した非線形動的解析の結果から、ダム本体に生じる損傷が限定的なものにとどまることを以下の2条件により確認する。

- ① 上下流面間に連続する継目の開きや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。

なお、①については、まずは継目の開きについてのみ検討する。

横継目および周辺継目の開きを考慮した非線形動的解析によるダム堤体内において発生する引張応力および圧縮応力の最大値の分布を図-例 2.2.4 に示す。



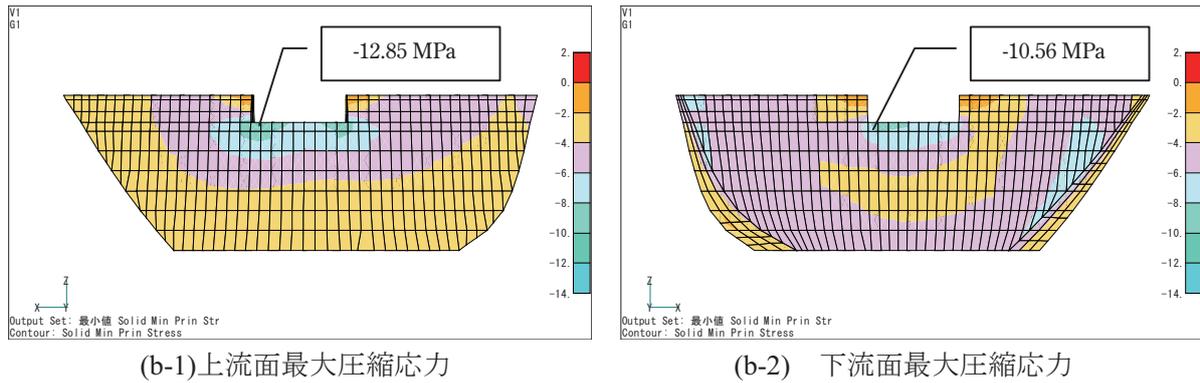


図-例 2.2.4 最大発生応力の分布(横継目および周辺継目の開きを考慮した非線形動的解析)

① 継目の開きに対する照査

図-例 2.2.4 より、下流面左岸側底部に最大約 2.8MPa の引張応力が発生している。本ダム の 堤 体 コ ン ク リ ー ト の 引 張 強 度 を 3.2MPa と す る と、こ の 引 張 応 力 は 堤 体 コ ン ク リ ー ト の 引 張 強 度 と 比 較 し て 小 さ い。よ っ て、横 継 目 お よ び 周 辺 継 目 が 一 部 開 口 す る こ と に よ る 応 力 再 配 分 を 考 慮 す れ ば、堤 体 コ ン ク リ ー ト に 引 張 亀 裂 は 生 じ る お そ れ は な い と 考 え ら れ る。

な お、継 目 の 開 口 に よ り 堤 体 が 上 下 流 面 間 に 分 断 さ れ る お そ れ が な い か ど う か を 確 認 す る た め、横 継 目 の 最 大 開 口 変 位 の 分 布 を 図-例 2.2.5 に、ま た 周 辺 継 目 の 最 大 開 口 範 囲 を 図-例 2.2.6 に 示 す。こ れ ら よ り、横 継 目 の 開 口 は 堤 体 上 部 の 一 部 に 限 ら れ て お り、そ の 開 口 幅 は 最 大 4mm 程 度 と キ ー や 止 水 板 の 構 造 を 考 慮 し て 十 分 許 容 で き る 範 囲 に と ど ま っ て い る こ と、ま た 周 辺 継 目 の 開 口 範 囲 は 上 流 側 の 一 部 範 囲 に 限 ら れ て い る こ と が わ か る。こ れ よ り、横 継 目 お よ び 周 辺 継 目 の 開 口 が 堤 体 の 上 下 流 面 間 に 連 続 す る こ と に よ り 堤 体 の 分 断 が 生 じ る お そ れ は な い と 判 断 さ れ る。

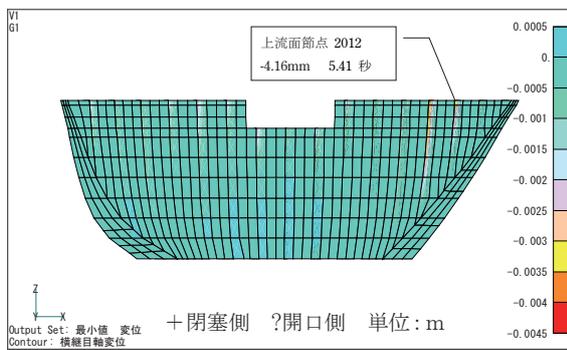


図-例 2.2.5 横継目の最大開口変位(地震時)

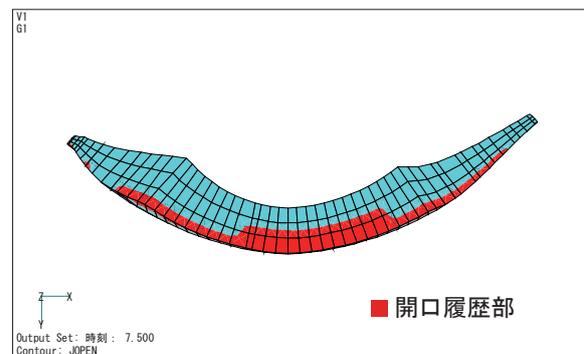


図-例 2.2.6 周辺継目の最大開口範囲(地震時)

② 圧縮破壊およびせん断破壊に対する照査

(a) 圧縮破壊に対する照査

図-例 2.2.4 より、上流面切り欠き部に最大約 12.9MPa の圧縮応力が発生している。本ダム の 堤 体 コ ン ク リ ー ト の 圧 縮 強 度 を 45.0MPa と す る と、こ の 圧 縮 応 力 は 堤 体 コ ン ク リ ー ト の 圧 縮 強 度 と 比 較 し て 可 成 り 小 さ く、圧 縮 破 壊 が 生 じ る お そ れ は な い と 考 え ら れ る。

(b) せん断破壊に対する照査

1) 堤体底面(周辺継目沿い)のせん断破壊に対する安全性の検討

堤体周辺継目における局所せん断摩擦安全率の全時刻を通しての最小値の分布を、図-例 2.2.7

に示す。なお、局所せん断摩擦安全率 S_f は式(例 2.2.1)により算出した。

$$S_f = \frac{\tau_0 + \sigma \times \tan \phi}{|\tau|} \quad \text{----- (例 2.2.1)}$$

ここに、 S_f ：局所せん断摩擦安全率、 τ ：せん断面に作用するせん断応力、 τ_0 ：せん断面のせん断強度、 ϕ ：内部摩擦角、 σ ：せん断面に作用する垂直応力であり、せん断強度 τ_0 は 1.96MPa、内部摩擦角 ϕ は 45 度と仮定した。図-例 2.2.6 および図-例 2.2.7 より、引張亀裂が発生していない箇所では局所せん断摩擦安全率が 1.0 を下まわっていないことが分かる。これより、堤体底面ではせん断破壊を生じるようなせん断力は発生しないことが確認できる。

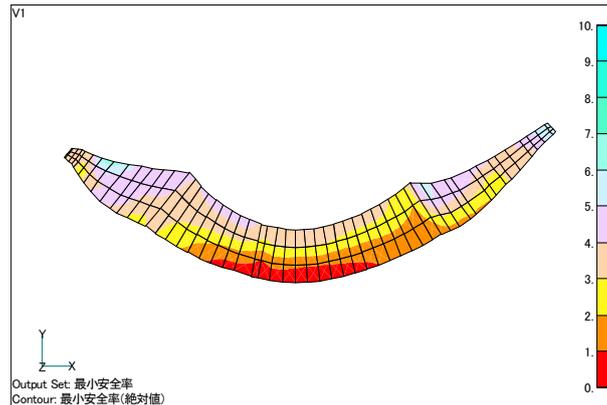


図-例 2.2.7 底面(周辺継目沿い)における最小局所せん断摩擦安全率分布(地震時)

2) 横継目のキーのせん断破壊に対する安全性の検討

最大のせん断応力が発生する堤体横継目の接合面(図-例 2.2.8)について、全時刻を通して最大となるせん断応力の分布を図-例 2.2.9 に示す。同図より、純せん断強度 4.5MPa^{注)}を超えるようなせん断応力が発生しているため、せん断摩擦安全率を算出して横継目のキーのせん断破壊に対する安全性を検討することとした。

最大のせん断応力 5.30MPa が発生した時刻(4.58 秒)の周方向応力分布を図-例 2.2.10 に示す。最大のせん断応力 2.84MPa(=(2.43+1.90+5.30+1.74)/4)が発生している要素に着目すると、当該要素の周方向圧縮応力は 0.39MPa であることから、内部摩擦角 45 度を仮定するとせん断摩擦安全率は 1.7 となる。したがって、横継目のキーのせん断破壊は生じないと考えられる。

注) 圧縮強度に対する純せん断強度の比率は内部摩擦角 45 度を仮定した場合、過去の知見により 5 分の 1 程度とされている。よって、本ダム の堤体コンクリートの圧縮強度を 45.0MPa とすると、純せん断強度は 9.0MPa 程度と推定される。また、堤体横継目のキー構造の面積比率として 1/2 を考慮し、純せん断強度は 4.5MPa と設定した。

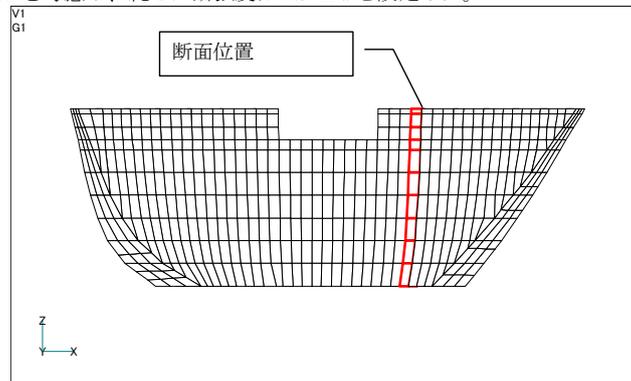


図-例 2.2.8 横継目のキーのせん断破壊に対する安定性を検討する断面位置(地震時)

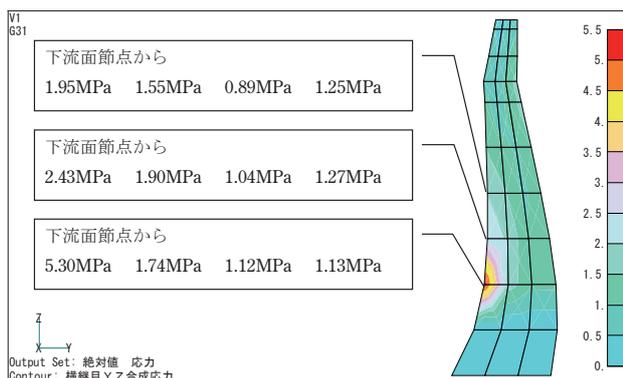


図-例 2.2.9 堤体横継目の接合面における最大せん断応力分布(地震時)

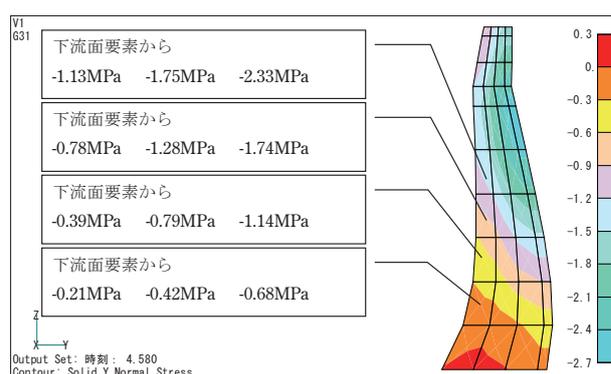


図-例 2.2.10 最大のせん断応力 5.30MPa が発生した時刻(4.58 秒)の周方向応力分布

(3) 継目の開きを考慮した非線形動的解析による照査結果のまとめ

継目の開きを考慮した非線形動的解析による検討の結果から、本ダムでは地震時において堤体の横継目および周辺継目の一部が開くが、その範囲は堤体を上下流面間に分断するおそれはない。また、堤体コンクリートに引張亀裂が発生するおそれはなく、圧縮破壊やせん断破壊は発生しないか、発生しても局所的なものにとどまり、その影響は小さいと考えられる。これらのことから、本ダムは地震時に損傷を生じてもその損傷は限定的なものにとどまると判断される。

3.3 地震後における安定性検討

(1) 検討方法

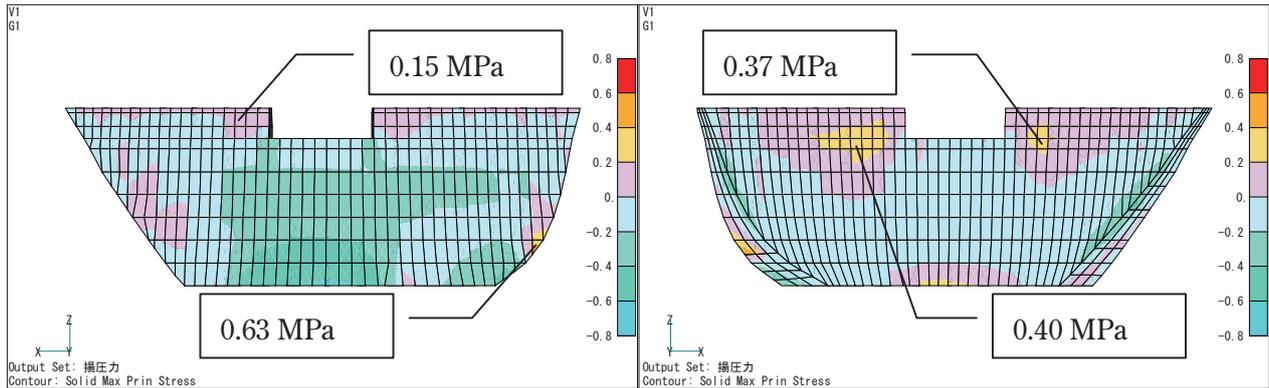
地震時に一部継目の開口が生じると判断された場合、地震後において、地震時に開口した継目内に貯水が浸入した場合の影響についてさらに確認する必要がある。そこで、3.2 の検討による解析の結果得られた周辺継目の開口範囲において、常時満水位時の水圧に相当する揚圧力を作用させ、堤体自重と静水圧を荷重として考慮した静的解析を実施した。

(2) 検討結果とその評価

地震後の継目内への貯水浸入による揚圧力発生を考慮した静的解析の結果から、地震後もダム本体に生じる損傷が限定的なものにとどまることを、3.2 と同様の以下の条件により確認する。

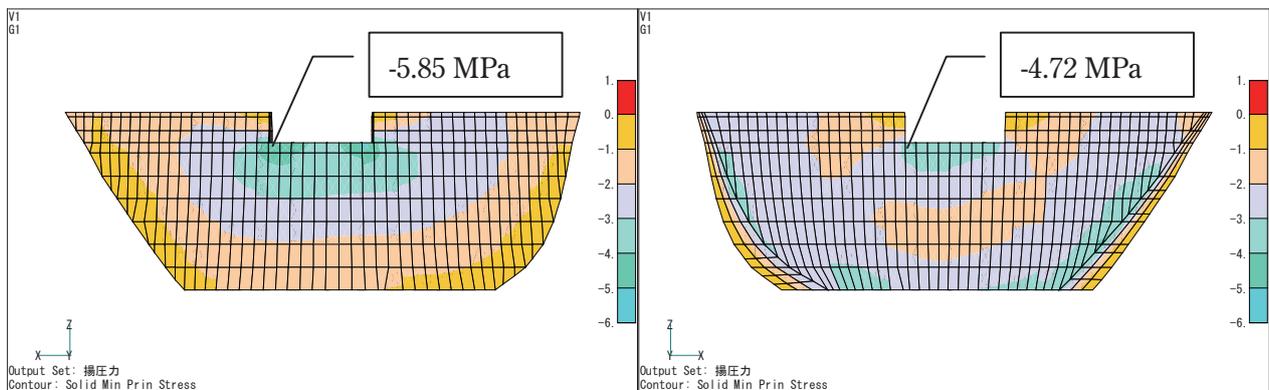
- ① 上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じない。
- ② ダム本体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまる。

周辺継目の開口範囲に揚圧力を作用させた静的解析により、ダム堤体内において発生する引張応力および圧縮応力の最大値の分布を図-例 2.2.11 に示す。



(a-1) 上流面最大引張応力

(a-2) 下流面最大引張応力



(b-1) 上流面最大圧縮応力

(b-2) 下流面最大圧縮応力

図-例 2.2.11 最大発生応力の分布(地震後の継目内における揚圧力を考慮した静的解析)

① 継目の開きに対する照査

図-例 2.2.11 より、上流面右岸側底部に最大約 0.63MPa の引張応力が発生している。本ダム の堤体コンクリートの引張強度を 3.2MPa とすると、この引張応力は堤体コンクリートの引張強度と比較して小さい。よって、地震後の継目内への貯水浸入により堤体コンクリートに引張亀裂は生じるおそれはないと考えられる。

なお、地震後に継目の開口が拡大することにより堤体が上下流面間に分断されるおそれがないかどうかを確認するため、地震時における周辺継目開口範囲に揚圧力を作用させた静的解析の結果として、地震後の横継目の開口変位分布を図-例 2.2.12 に、また周辺継目の開口範囲を図-例 2.2.13 に示す。横継目の開口は、天端切り欠き部左岸側付近において最大 0.25mm 程度と小さく、キーや止水板の構造を考慮すると十分許容できる範囲である。また、周辺継目の開口範囲も上流側の一部にとどまっており、図-例 2.2.6 に比べて拡大していない。これらのことから、地震後に継目の開口範囲が拡大して堤体の上下流面間に連続することにより、堤体の分断が生じるおそれはないと判断される。

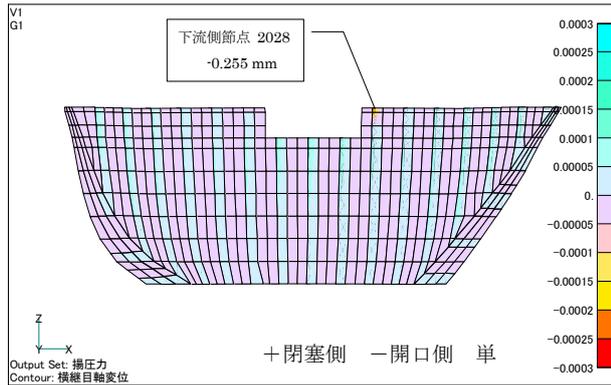


図-例 2.2.12 横継目の最大開口変位(地震後)

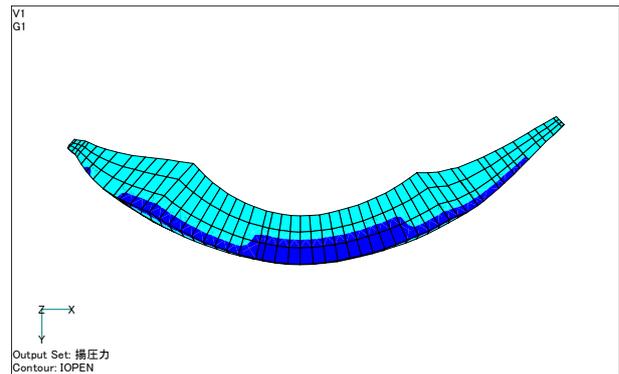


図-例 2.2.13 周辺継目の最大開口範囲(地震後)

① 圧縮破壊およびせん断破壊に対する照査

(a) 圧縮破壊に対する照査

図-例 2.2.11 より、上流面切り欠き部に最大約 5.9MPa の圧縮応力が発生している。本ダムの堤体コンクリートの圧縮強度を 45.0MPa とすると、この圧縮応力は堤体コンクリートの圧縮強度と比較してかなり小さく、地震後に圧縮破壊が生じるおそれはないと考えられる。

(b) せん断破壊に対する照査

1) 堤体底面(周辺継目沿い)のせん断破壊に対する安全性の検討

堤体周辺継目部における揚圧力載荷時の局所せん断摩擦安全率分布を図-例 2.2.14 に示す。同図より、局所せん断摩擦安全率は 1.0 を下まわっていないことがわかる。これより、堤体周辺継目部ではせん断破壊を生じるようなせん断力は発生しないことが確認できる。

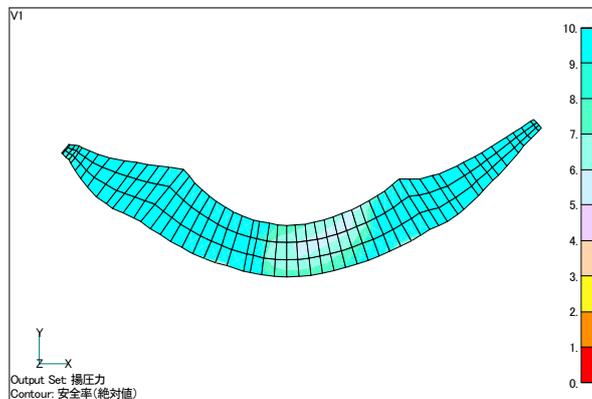


図-例 2.2.14 底面(周辺継目沿い)における局所せん断摩擦安全率分布(地震後)

2) 横継目のキーのせん断破壊に対する安全性の検討

最大のせん断応力が発生する堤体横継目の接合面(図-例 2.2.15)におけるせん断応力分布を図-例 2.2.16 に示す。これより、すべての堤体横継目において純せん断強度の 4.5MPa を超えるようなせん断応力は発生せず、せん断破壊は生じないと考えられる。

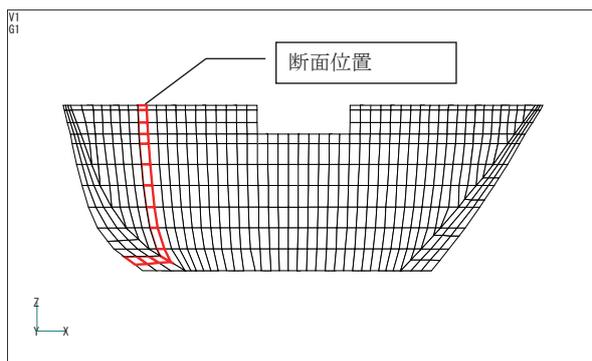


図-例 2.2.15 横継目のキーのせん断破壊に対する安定性を検討する断面位置(地震後)

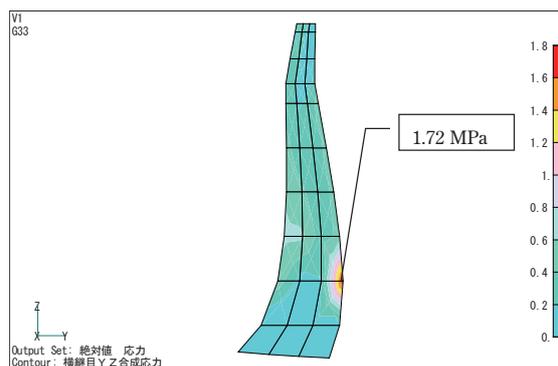


図-例 2.2.16 横継目の接合面におけるせん断応力分布(地震後)

(3) 地震後における安定性検討結果のまとめ

地震後の安定性検討の結果から、本ダムでは地震時に一部開口する継目内への貯水浸入による揚圧力の発生を考慮しても、地震後にその開口範囲が拡大するおそれはなく、また引張亀裂等が発生するおそれもないと判断される。

3.4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の検討結果を総合すると、本ダムではレベル2地震動を考慮した場合、地震時に堤体の横継目および周辺継目の一部が開口するが、その範囲は堤体を上下流方向に分断するものとなるおそれはない。また、堤体コンクリートの引張亀裂が生じるおそれはなく、圧縮破壊やせん断破壊は生じないか生じても局所的なものにとどまると考えられる。これらのことから、損傷は限定的なものにとどまると考えられ、本ダムではレベル2地震動に対してもダムの貯水機能は維持されると判断される。

【資料 例 2-3】土質遮水壁型ロックフィルダム本体の照査例

1. ダム概要

表-例 2.3.1 に、対象ダムの諸元を示す。

表-例 2.3.1 ダム諸元

堤高	常時満水位
63m	31.5m

2. 照査に用いるレベル 2 地震動^{注)}

図-例 2.3.1 に示す加速度時刻歴波形を、照査用地震動とした。

注) 土質遮水壁型ロックフィルダムの地震応答解析は、一般に 3. で述べるような 2 次元解析によることができ、考慮する地震動の成分としては、水平成分のうち上下流方向成分および鉛直成分が考えられる。ただし、事前検討により、土質遮水壁型ロックフィルダムでは、一般に水平地震動（上下流方向成分）の影響が支配的となり、鉛直地震動の影響を考慮しても解析結果に大きな差がないことがわかっているため、本資料では水平成分（上下流方向成分）のみを入力地震動として考慮する場合の例について示す。また、原種波形として他ダムでの強震記録を用いる地震応答解析では、一般に時刻歴波形の加速度振幅の符号を反転させたケースや、必要に応じ異なる原種波形を用いたケースについても検討対象とするのがよいが、以下では省略する。

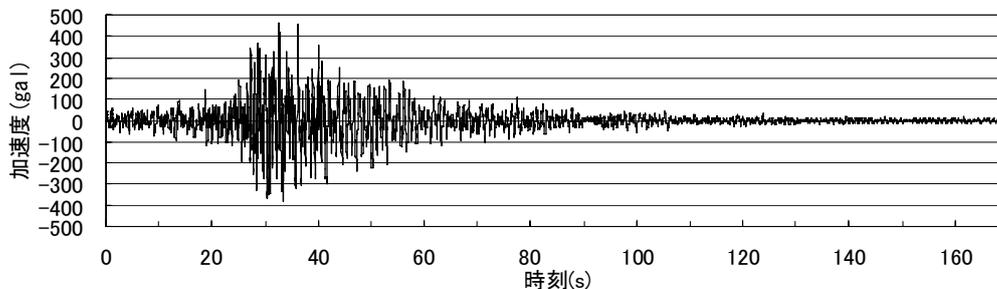


図-例 2.3.1 照査に用いたレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形

3. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

3.1 解析条件等

土質遮水壁型ロックフィルダムの設計は 2 次元断面を対象に実施されるため、耐震性能照査についても 2 次元断面で検討を行うことが基本となると考えられることから本ダムの照査は、図-例 2.3.2 に示す 2 次元有限要素（平面ひずみ要素）解析モデルを作成した^{注1)}。なお、モデル化は、一般に地震時に最も厳しい条件となる断面と考えられる最大断面を対象とした。

解析に用いることとした堤体および基礎地盤の材料物性を表-例 2.3.2 に示す^{注2)}。なお、材料物性については、実際の材料、地盤に対する試験に基づいて設定することが最適な方法であるが、ここでは、既存のデータに基づき以下の方針により堤体の各物性値の設定を行った。

- ① 一般物理特性（単位体積重量および間隙比）については、設計値を採用した。
- ② 静的変形特性（剛性およびポアソン比）については、岩種、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果にもとづき設定した^{注3)}。
- ③ 強度特性（粘着力、内部摩擦角等）については、設計値のほか、一部設計時における試験値が得られているものはそれも考慮して設定した^{注4)}。
- ④ 動的変形特性のうち、等価線形化法による動的解析において材料の非線形性を考慮するのに必要となる初期せん断剛性、せん断剛性および減衰のひずみ依存特性（図-例 2.3.3）については、岩種が同じで、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果を用い

た注⁵⁾。また、動ポアソン比は、沢田式により設定した注⁴⁾。地震動の逸散を考慮するため、堤体材料の履歴減衰定数に付加する等価逸散減衰は、既往の検討事例等を参考に設定した。

⑤ 基礎地盤は線形材料と仮定した。

⑥ 地震応答解析において考慮する貯水位は、通常時の水位として最もダムに影響が大きいと考えられる常時満水位とした。

⑦ 地震応答解析において、解析モデルの境界条件は堤体底面を剛結（固定境界）とした。

以上の条件のもと、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求めた上で、解析モデルの堤体底面から **2.** で作成したレベル2地震動の加速度時刻歴波形を入力地震動として入力して地震応答解析を行った注⁶⁾。

注1) 土質遮水壁型ロックフィルダムの解析に用いる有限要素モデルの作成にあたっては、ダム堤体のほか基礎地盤（岩盤）も含めてモデル化することも考えられる。しかし、本事例では、対象ダムの基礎地盤が良好な岩盤であり、動的解析においては基礎地盤内のすべり等を考慮しなくてもよいため、堤体のみを考慮した解析モデルを用いることとした。ただし、このような場合にも、初期応力状態を求めるための築堤解析においては、盛立てに伴う基礎地盤の変形を考慮するため、基礎地盤を含む解析モデルを用いる必要がある。

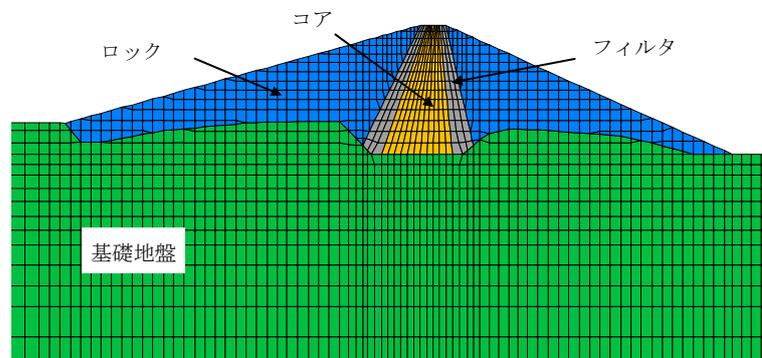
注2) フィルダムでは、地震応答解析に先立ち、あらかじめ築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の状態における初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求める必要があるため、材料の単位体積重量等の一般物理特性や強度特性のほかに、静的変形特性および動的変形特性に関する物性値を設定する必要がある。

注3) 築堤解析時において、Duncan-Chang らによる方法により材料の非線形性を考慮する場合に必要なパラメータ。

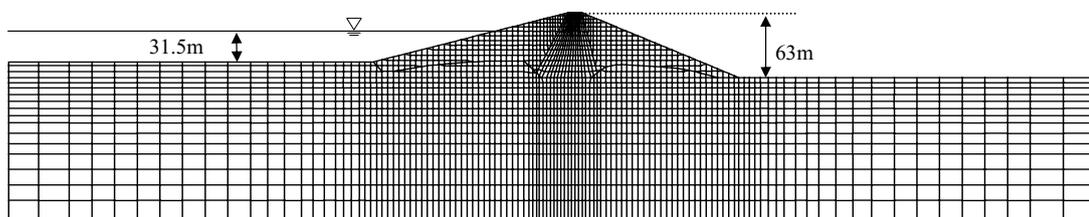
注4) 当該ダムの材料についての試験値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。

注5) 初期せん断剛性等の設定において参照した類似の条件のダムでの値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。

注6) 本事例では、地震応答解析（動的解析）用プログラムとして汎用有限要素解析コード“Super FLUSH”を用いた。



(a)堤体部拡大



(b)全体

図-例 2.3.2 有限要素モデル注) 動的解析では堤体のみ考慮

表-例 2.3.2 材料物性値

区分		一般物理特性		静的変形特性						強度特性 ^{注2)}		動的変形特性				
		単位体積重量 [kN/m ³]		剛性 E_t (弾性係数) ^{注1)}			ポアソン比 ν_t ^{注1)}			(上段) 粘着力 c [kPa]	(上段) 内部摩擦角 ϕ [°]	初期せん断剛性		動ポアソン比	G/G_0 h のひずみ依存性 ^{注5)}	等価逸散減衰
												G_0 [kPa]	ν_s [m/s]			
湿潤 [kN/m ³]	飽和 [kN/m ³]	K	N	R_f	G	F	D	(下段) 指数型 強度定数 A [kPa 系]	(下段) 指数型 強度定数 b [kPa 系]	注3)				注4)	注5)	
堤体	コア	19.0	19.1	300	0.80	0.80	0.45	0.08	10.00	39.2	35.0	注3)	注4)			注5)
	フィルタ	18.9	21.8	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	37.3 2.366	39.0 0.841					
	ロック	18.9	21.8	850	0.37	0.49	0.32	0.27	13.82	37.3 2.391	42.5 0.858					
基礎地盤		—		1,275,000 [kPa]			0.2			—		—				

注1) 堤体については、Duncan-Chang らの方法における次式に含まれる各パラメータ値を示す。

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

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

ここに、 P_a : 大気圧、 c : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角、 σ_1, σ_3 : 最大および最小主応力

k, n, R_f : 応力ひずみ関係から求まる係数、 G, F, D : 軸ひずみと側方ひずみの関係から求まる係数

注2) 初期応力解析では c, ϕ 、動的解析の安定性評価ではコア部は c, ϕ 、その他のゾーンは指数型の強度定数 (A, b) を用いた。

注3) 以下による。

コア材: $G_0 = 12,000(2.91 - K_0) \times \sigma_m^{0.466}$ 、フィルタ材: $G_0 = \{5,822(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.6}$ 、

ロック材: $G_0 = \{5,822(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.6}$ 、 $K_0 = 0.5$ 、 σ_m : 平均有効主応力 $\{(\sigma_1 + \sigma_3 + \nu(\sigma_1 + \sigma_3))\} / 3$ 、 e : 間隙比

注4) 以下による。なお、 Z は堤体表面からの深度 [m] であり、フィルタについてはロックと同等とした。

ロック材 (浸潤面以上): $\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$ 、ロック材 (浸潤面以深): $\nu = 0.490 - 0.001Z^{0.95}$

コア材: $\nu = 0.450 - 0.006Z^{0.60}$

注5) G_0 : 初期せん断剛性、 G : せん断剛性、 h : 材料の減衰定数

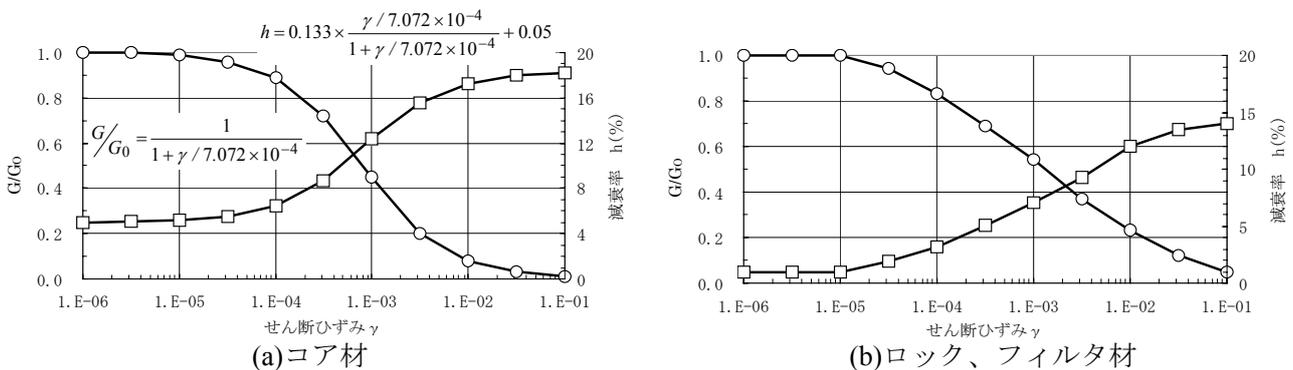


図-例 2.3.3 材料のせん断剛性および減衰のひずみ依存特性

3.2 築堤過程および湛水過程を考慮した初期応力解析^{注)}

地震応答解析に先立ち、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して初期応力・変形状態を求める築堤解析および湛水解析を行った。

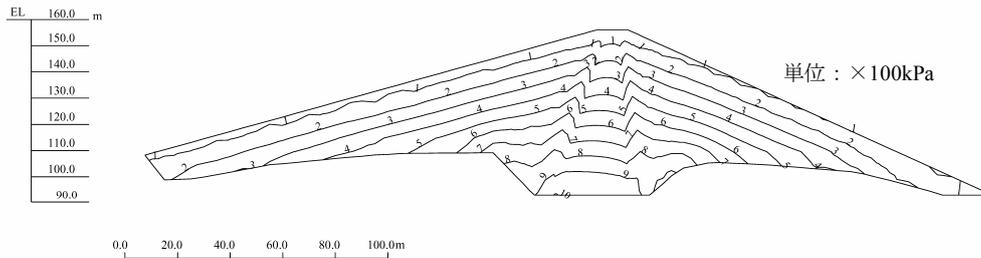
注) 3.3 に述べるすべりに対する安定性の検討をすべり面上の応力の釣り合い式から評価する方法 (渡辺・馬場法の場合は必須) により行う場合、等価線形化法等による動的解析から求まる地震動による応力とともに、静的状態における応力 (初期

応力) を求めておく必要があるために実施するものである。

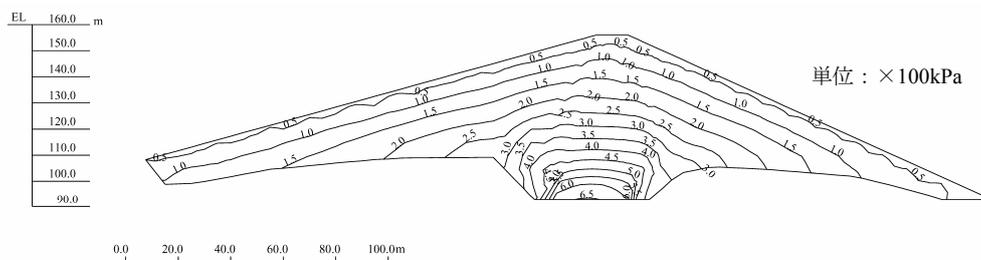
(1) 築堤解析

堤体の盛立による堤体内応力の増加に伴い、堤体材料は強い非線形性を示す。この非線形性を Duncan-Chang らによる方法^{注)}により考慮し、築堤過程を再現した非線形逐次解析を行って、築堤終了時に堤体材料の自重によって生じる静的な応力分布を求めた。その結果を図-例 2.3.4 に示す。また、このときの変形状態を図-例 2.3.5 に示す。

注) 表-例 2.3.2 の注 1) に示した接線弾性係数および接線ポアソン比に関する式により堤体材料の非線形性を考慮する方法



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.3.4 築堤解析による築堤終了時の主応力分布

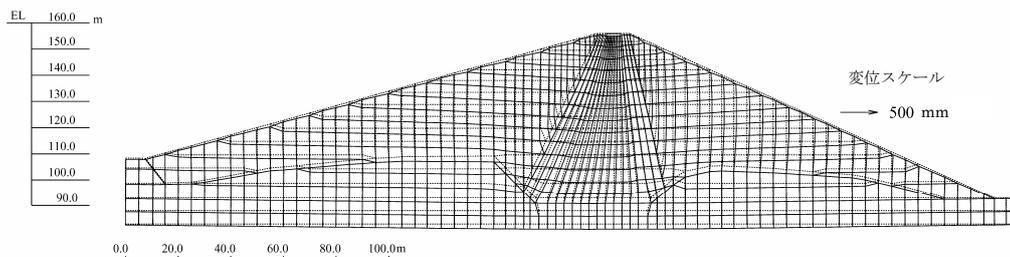


図-例 2.3.5 築堤解析による築堤終了時の変形

(2) 湛水解析

築堤後の湛水に伴い、透水ゾーンである上流側ロック部および半透水ゾーンである上流側フィルタ部では浸潤面以下における浮力の発生を、また遮水ゾーンであるコア部では、その上流面に作用する水圧および浸透流による浸透力の発生を考慮するため、湛水解析を行った。

まず、浸透流による浸透力を求めるため、定常浸透流解析により遮水ゾーン内の水圧分布を算定した結果を図-例 2.3.6 に示す^{注 1)}。この水圧分布から求まる浸透力および浮力に相当する物体力を考慮して^{注 2)}、湛水によって生じる応力を求めた。これを築堤解析結果と重ね合わせ、湛水時の初期応力状態を求めた結果を図-例 2.3.7 に示す。

注1) 土質遮水壁型ロックフィルダムでは、一般に定常状態においては上流側の透水ゾーン（ロック部およびフィルタ部）には浸透力が発生しないと考えられることから、浸透流解析は遮水ゾーンであるコア部を対象に行うこととした。また、浸透流解析において考慮する貯水位は常時満水位とした。

注2) 本検討では、浸透流解析から求まる浸透力および浮力に相当する物体力をコア部に作用させる際、上流側ロック部およびフィルタ部を除いたモデルに作用させた。上流側ロック部およびフィルタ部の浸潤面下となる部分についての湛水後の応力は、築堤解析で求めた応力に対し、浮力による応力低減を考慮するため係数（次式）を乗じることにより算定した。

$$k = (\gamma_{sat} - \gamma_w) / \gamma_t \quad \text{ここに、} \gamma_{sat} \text{: 築堤材飽和重量, } \gamma_t \text{: 築堤材湿潤重量, } \gamma_w \text{: 水の単位体積重量}$$

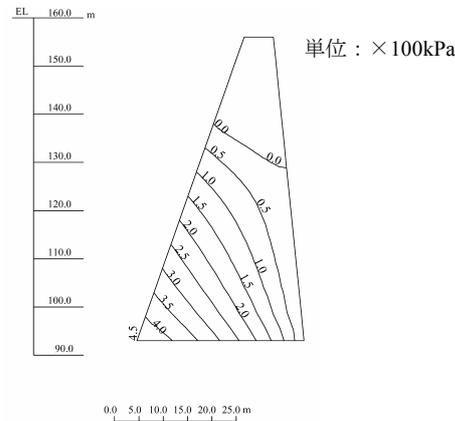
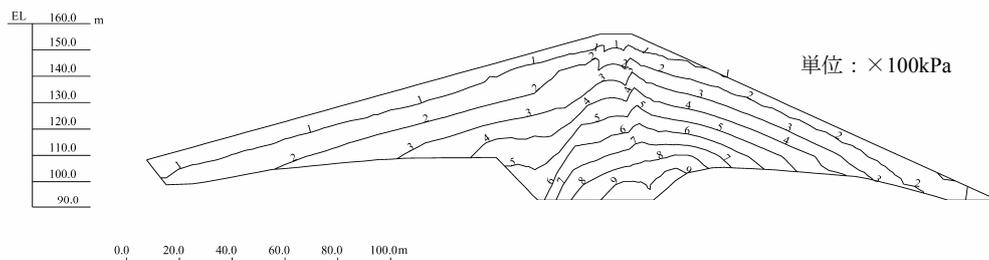
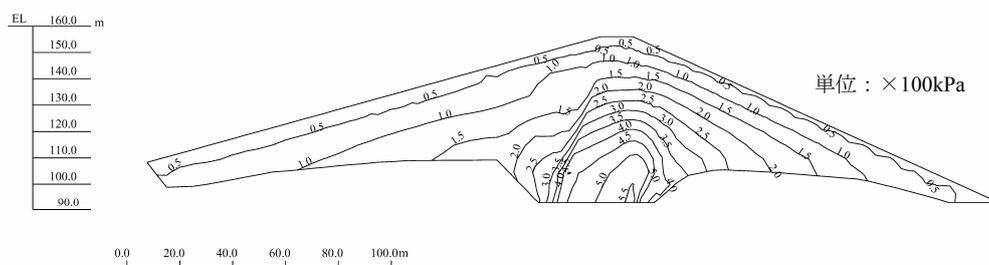


図-例 2.3.6 定常浸透流解析によるコア部の水圧分布



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.3.7 湛水解析による湛水終了時の主応力分布

3.3 地震応答解析

(1) 等価線形化法による動的解析を用いたすべり安定性の検討

等価線形化法による動的解析により地震動によって堤体内に生じる応力を求め、これを 3.2 で求めた初期応力解析の結果を重ね合わせることにより、地震時における堤体内の応力状態が得られる。なお、本ダムでは、基礎地盤が良好な岩盤であることから、液状化等による強度低下の可能性はないものと判断したため、その影響については考慮しないこととした。

すべり破壊に対する安定性に関する検討において必要となる堤体各部の水平最大応答加速度の分布は、図-例 2.3.8 となった。なお、水平最大応答加速度の時刻歴データの中で絶対値が最大のものを抽出した。

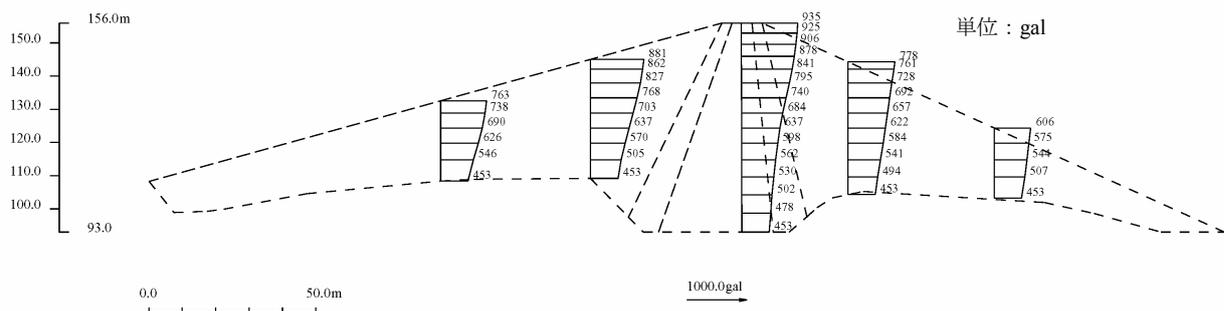


図-例 2.3.8 水平最大応答加速度の深度分布

すべりに対する安定性を検討する想定すべり面は、図-例 2.3.9 および図-例 2.3.10 に示すように、上流側および下流側において、主としてロック部のみを通過するすべり面とコア部も通過するすべり面をそれぞれ 20 面設定した。なお、すべり面の形状は円弧とした。

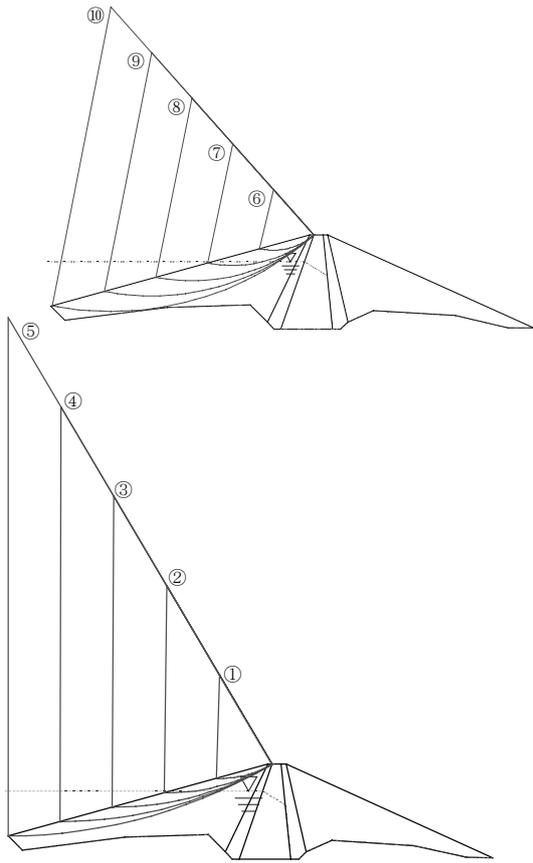
各想定すべり面に対し、等価線形化法による動的解析の結果をもとに、想定すべり土塊を構成する要素全体の平均加速度により、想定すべり土塊の等価震度 k_h の時刻歴を求めた。

この結果を用い、ここでは、以下の 2 つの方法により各想定すべり面のすべり安全率 F_s を算定することによって、すべりに対する安定性を検討した。

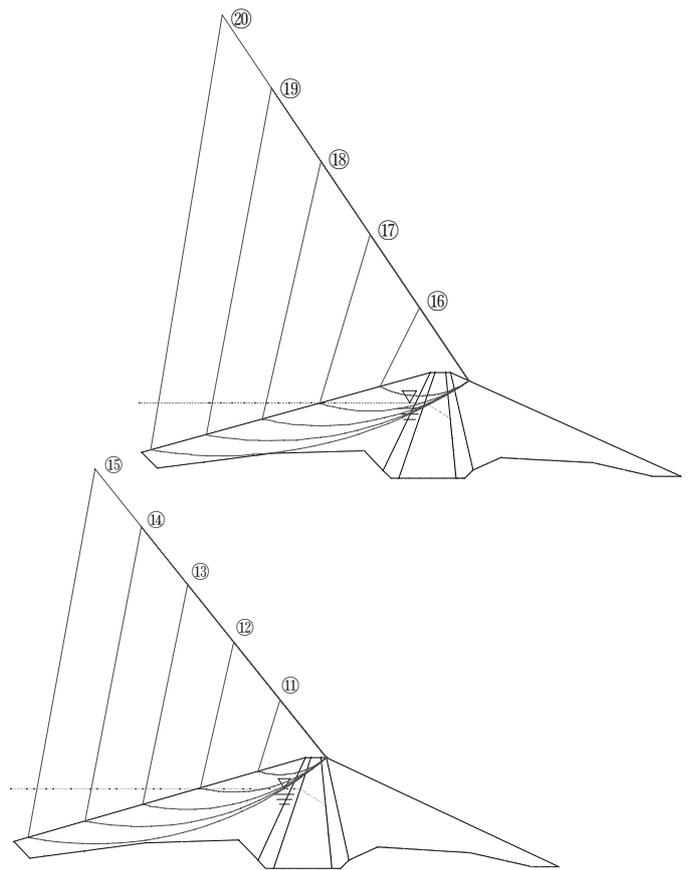
- a) 想定すべり面上の土塊に等価震度 k_h の時刻歴の中で最大である等価最大震度 k_{ho} を作用させたときのすべりモーメントに対する抵抗モーメントの比として算定。
- b) 初期応力解析の結果に動的解析より得られた応力を重ね合わせて求めた、各想定すべり面沿いのせん断応力に対する各想定すべり面上のせん断抵抗力(材料のせん断強度から求まるもの)の比として算定。

両者による結果を表-2.3.3 に示すが、本ダムでは a) の方法で安全率を算出したところ、上流側の想定すべり面①～⑩、⑫～⑮、⑰～⑳において、また下流面の想定すべり面①、②、⑥、⑦および⑫においてすべり安全率 F_s が 1 を下回り、b) の方法で安全率を算出したところ、上流側の想定すべり面①～⑤、⑦～⑩、⑫～⑮、⑰～⑳においてすべり安全率 F_s が 1 を下回り、下流面の想定すべり面ではすべり安全率 F_s は 1 を下回らなかった。

以上より、本ダムについては、照査に用いる地震動によりすべり破壊が発生する可能性があることが明らかとなったため、塑性変形解析を行ってすべり変形量を求め、沈下による越流に対する安全性を照査することとした。

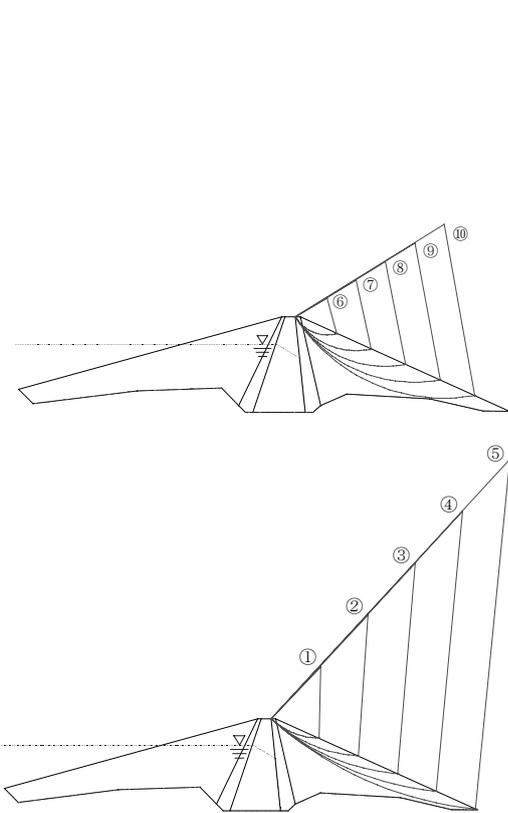


(a) 主としてロック部のみを通過するもの

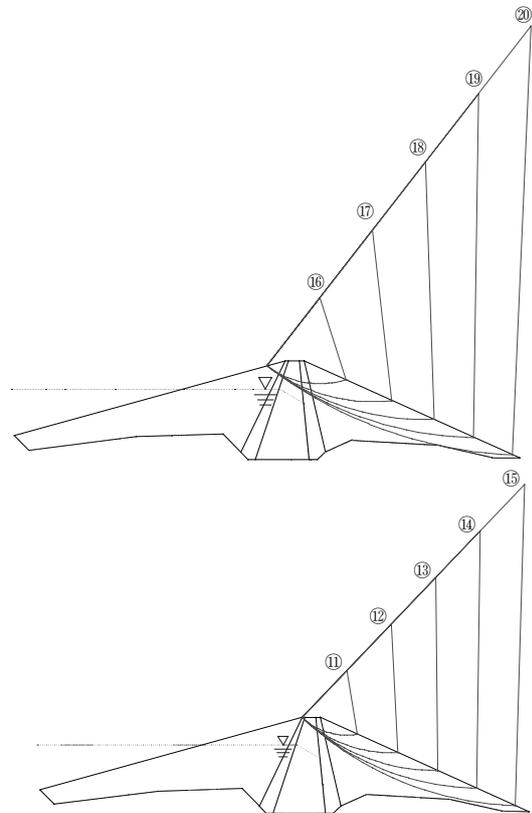


(b) コア部も通過するもの

図-例 2.3.9 想定すべり面（上流側）



(a) 主としてロック部のみを通過するもの



(b) コア部も通過するもの

図-例 2.3.10 想定すべり面（下流側）

表-例 2.3.3 各想定すべり面のすべり安全率

すべり面位置	すべり面番号	等価最大震度 k_{ho} ^{注1)}	すべり安全率 F_s ^{注2)}		すべり面位置	すべり面番号	等価最大震度 k_{ho} ^{注1)}	すべり安全率 F_s ^{注2)}			
			a)の方法	b)の方法				a)の方法	b)の方法		
上流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	0.930	0.930	0.958	下流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	-0.712	0.907	1.041
		②	0.894	0.865	0.859			②	-0.634	0.925	1.091
		③	0.825	0.704	0.708			③	-0.533	1.020	1.194
		④	0.752	0.664	0.701			④	-0.494	1.042	1.228
		⑤	0.672	0.685	0.755			⑤	-0.445	1.093	1.213
		⑥	0.930	0.910	1.048			⑥	-0.729	0.939	1.274
		⑦	0.878	0.811	0.770			⑦	-0.644	0.942	1.249
		⑧	0.790	0.669	0.655			⑧	-0.551	1.014	1.352
		⑨	0.708	0.653	0.660			⑨	-0.504	1.043	1.365
		⑩	0.624	0.689	0.726			⑩	-0.455	1.088	1.344
	コア部も通過するすべり面	⑪	0.933	1.006	1.121	コア部も通過するすべり面	⑪	-0.749	1.041	1.185	
		⑫	0.897	0.858	0.816		⑫	-0.662	0.948	1.116	
		⑬	0.817	0.688	0.682		⑬	-0.554	1.011	1.155	
		⑭	0.725	0.666	0.680		⑭	-0.493	1.053	1.232	
		⑮	0.647	0.685	0.730		⑮	-0.452	1.083	1.212	
		⑯	0.919	1.087	1.197		⑯	-0.732	1.132	1.290	
		⑰	0.876	0.827	0.763		⑰	-0.638	1.007	1.122	
		⑱	0.804	0.696	0.679		⑱	-0.560	1.018	1.177	
		⑲	0.720	0.678	0.674		⑲	-0.487	1.074	1.220	
		⑳	0.647	0.697	0.722		⑳	-0.450	1.094	1.178	

注) 震度の+：下流側向き、震度の-：上流側向き

注1) 等価最大震度 k_{ho} 、次式により計算されるすべり土塊の等価震度 k_h の時刻歴の最大値（下流側向きを正）として求めた。

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

ここに、 $\rho(x,y)$ ：堤体内各点の密度、
 $\alpha(x,y)$ ：動的解析から求まる堤体内の各点の水平方向応答加速度
 g ：重力加速度

注2) すべり安全率 F_s は、以下の算定式による。

a)の方法

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

ここに、 M_R ：すべり面上の抵抗モーメント、 M_{DW} ：自重による土塊のすべりモーメント、
 M_{DKH} ：地震慣性力による土塊のすべりモーメント、 M_{RW} ：自重によるすべり面沿いの抵抗モーメント、
 M_{RC} ：粘着力によるすべり面沿いの抵抗モーメント、 k_{ho} ：等価震度 k_h の時刻歴の最大値、
 M_{RK} ：地震慣性力(1g)が作用した場合のすべり面沿いの抵抗モーメント、
 M_{DK} ：地震慣性力(1g)が作用した場合のすべり面上の土塊の滑動モーメント

b)の方法

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j A_j \sigma_{nj}' b_j + \sum_{k=1}^Q l_k A_k' \sigma_{nk}' b_k'}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k}$$

ここに、 M ：すべり線を通過する要素のうちコア部を通過する要素の数、
 P ：すべり線を通過する要素のうちフィルタ部を通過する要素の数、
 Q ：すべり線を通過する要素のうちロック部を通過する要素の数、 i,j,k ： i,j,k 番目要素、
 l ：すべり面上の要素 i,j,k を通過するすべり線長さ、 c_i, ϕ_i ：要素 i の強度定数（コア材）、
 A_j, b_j ：要素 j の強度定数（フィルタ材）、 A_k', b_k' ：要素 k の強度定数（ロック材）、
 $\sigma_{ni}', \sigma_{nj}', \sigma_{nk}'$ ：要素 i,j,k におけるすべり面直交方向の有効応力、
 $\tau_{Si}, \tau_{Sj}, \tau_{Sk}$ ：要素 i,j,k におけるすべり面沿いのせん断応力

(2) 塑性変形解析による越流に対する安全性の検討

(1)の検討で、すべりが生じるおそれのあるすべり面について、a) Newmark の方法および b) 渡

辺・馬場の方法によりすべり変形量を算定した結果を表-例 2.3.4 に示す。

なお、a) の方法では、すべり安全率が 1 を下回る想定すべり面について、すべり安全率が 1 となる震度である降伏震度 k_y を求め、モーメントに基づき、すべり変形量を算出した。なお、降伏震度は時刻歴で変動せず一定となる。また、b) の方法では、安全率が 1 を下回る想定すべり面について、慣性力、重力、想定すべり面に作用する応力に関するつり合い式から降伏震度 k_{rh} を求め、すべり変形量を算出した。なお、降伏震度は時刻歴で変動する。

本ダムでは a)の方法および b)の方法ともにすべりが生じることとなるが、想定される最大すべり変形量は、a)の方法で想定すべり面⑨で約 6cm、b)の方法で想定すべり面⑧で約 7cm と、すべりによる堤体天端の沈下による貯水の越流に対する安全性は十分に確保されるものと判断される。なお、大規模地震時のすべり変形量を評価する場合、多数の円弧におけるすべり変形量を累積してすべり変形量を評価するのではなく、最初にすべりが発生した円弧にすべりが集中し、そのすべり変形量がここで示す最大すべり変形量に一致していると想定している。

表-例 2.3.4 すべり変形量の算定結果

すべり面位置	面すべり番号	すべり変形量 ^{注)}		すべり面位置	面すべり番号	すべり変形量 ^{注)}		
		a)Newmarkの方法 [cm]	b)渡辺・馬場の方法 [cm]			a)Newmarkの方法 [cm]	b)渡辺・馬場の方法 [cm]	
上流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	0.197	下流側	主としてロック部のみを通過するすべり面	①	-0.259	—
		②	0.989			②	-0.187	—
		③	4.923			⑥	-0.155	—
		④	6.169			⑦	-0.102	—
		⑤	4.853		コア部も通過するすべり面	⑫	-0.092	—
		⑥	0.354					
		⑦	1.824					
		⑧	5.805					
		⑨	6.410					
		⑩	4.757					
	コア部も通過するすべり面	⑫	1.113	1.912				
		⑬	5.641	6.313				
		⑭	6.085	5.731				
		⑮	5.239	3.986				
		⑯	1.609	3.388				
		⑰	5.339	6.641				
		⑱	5.719	6.410				
		⑳	4.893	4.164				

注) すべり変形量は、以下の算定式によった。

a) の方法

想定すべり面の土塊の等価震度 k_h が降伏震度 k_y を超え、それによる角加速度が 0 になるまでの時刻について、次式により算定した。

$$\delta = R \times \theta$$

ここに、 δ : すべり変形量、 R : すべり面 (円弧) の半径

θ : すべりによる回転変位 (回転角) で、次式により得られる角加速度を逐次積分して求める。

$$\ddot{\theta} = \frac{(k_h - k_y)}{J} (M_{DK} - M_{RK})$$

J : すべり土塊の慣性モーメント

b) の方法

想定すべり面の土塊の等価震度 k_h が降伏震度 k_{rh} を超え、それによる速度が 0 になるまでの時刻について、次式により算定した。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int_{\tau} (k_h - k_{rh}) g d\tau dt$$

ここに、 D_{rh} : すべり変形量、 t_0 : 想定すべり面沿いの安全率が 1 を下回る時刻、 t_1 : 土塊のすべり速度が 0 となる時刻

(3) 浸透破壊に対する安全性の検討

(1)および(2)の検討結果から、本ダムでは、上流面の中標高部（最大すべり変形量発生土塊）において一部すべりが生じるおそれがあるが、いずれも上流側へのごく僅かなすべりであり、浸透破壊に対して問題となる遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべりが生じるおそれはないと考えられる。したがって、地震動によりすべりが生じても、地震後にそれに伴う浸透破壊が発生するおそれはないものと判断される。

3.4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の検討結果を総合すると、本ダムではレベル 2 地震動を考慮した場合、地震時に堤体の一部ですべりが生じるおそれがあるが、予想されるすべり変形量は僅かであることから、堤体の沈下による貯水の越流に対する安全性は十分に確保されるものと考えられる。また、想定されるすべりの位置は、上流側の中標高部であり、すべりに伴い地震後に浸透破壊が発生するおそれはないと考えられる。したがって、本ダムではレベル 2 地震動に対してもダムの貯水機能は維持されると判断される。

【資料 例 2-4】アースダム本体の照査例

1. ダム概要

表-例 2.4.1 に、対象ダムの諸元を示す。

表-2.4.1 ダム諸元

堤高	常時満水位
29.3m	13.0m

2. 照査に用いるレベル2地震動^{注)}

図-例 2.4.1 に示す加速度時刻歴波形を、照査用地震動とした。

注) アースダムの地震応答解析は、一般に 3. で述べるような 2 次元解析によることができ、考慮する地震動の成分としては、水平成分のうちの上下流方向成分および鉛直成分が考えられる。ただし、事前検討により、アースダムでは、一般に水平地震動（上下流方向成分）の影響が支配的となり、鉛直地震動の影響を考慮しても解析結果に大きな差がないことがわかっているため、本資料では水平成分（上下流方向成分）のみを入力地震動として考慮する場合の例について示す。また、原種波形として他ダムでの強震記録を用いる地震応答解析では、一般に時刻歴波形の加速度振幅の符合を反転させたケースや、必要に応じ異なる原種波形を用いたケースについても検討対象とするのがよいが、以下では省略する。

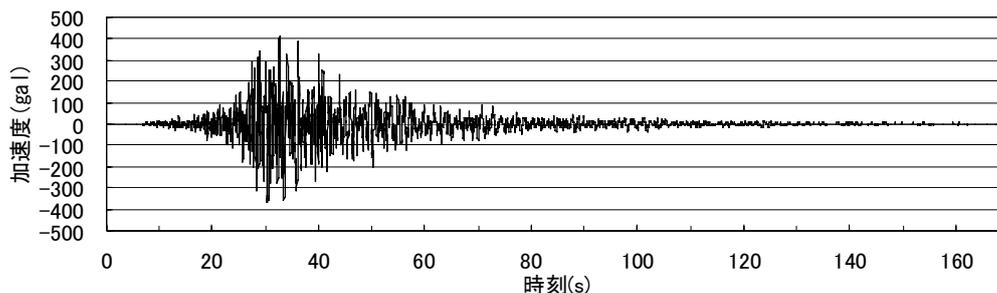


図-例 2.4.1 照査に用いたレベル2地震動の加速度時刻歴波形

3. 地震応答解析によるダム本体の耐震性能の照査

フィルダムの耐震性能照査解析は、地震動により強度低下を生じる可能性のある堤体材料または基礎地盤を有する場合には、その影響を考慮することとなっている。本事例のダムでは、基礎地盤の一部に砂層を含むことから、等価線形化法による動的解析を行った上で、その結果を踏まえ、液状化による堤体および基礎の強度低下の可能性を判定する。

3.1 解析条件等

アースダムの設計は 2 次元断面を対象に実施されるため、耐震性能照査についても 2 次元断面で検討を行うことが基本となると考えられることから、本ダムの照査は図-例 2.4.2 に示す 2 次元有限要素（平面ひずみ要素）解析モデルを作成した。なお、モデル化は、一般に地震時に最も厳しい条件となる断面と考えられる最大断面を対象とした。

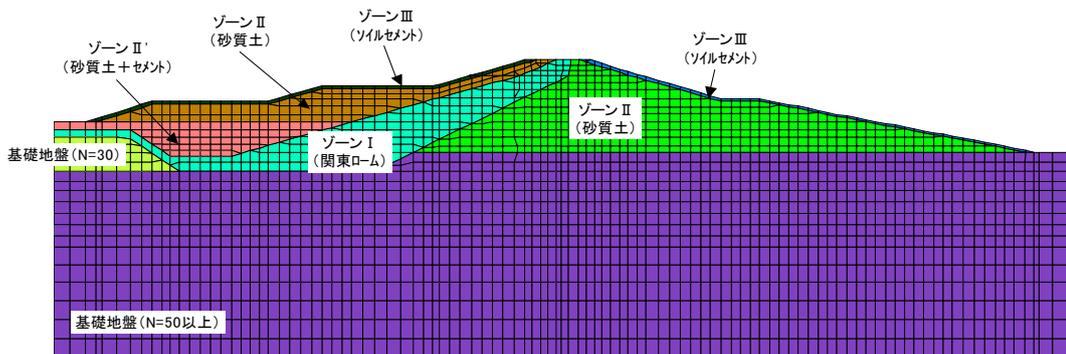
解析に用いることとした堤体および基礎地盤の材料物性を表-例 2.4.2、表-例 2.4.3、表-例 2.4.4、表-例 2.4.5 に示す^{注1)}。なお、材料物性については、実際の材料、地盤に対する試験に基づいて設定することが最適な方法であるが、ここでは、既存のデータに基づき以下の方針により堤体の各物性値の設定を行った。

- ① 一般物理特性（単位体積重量および間隙比）については、設計値を採用した。

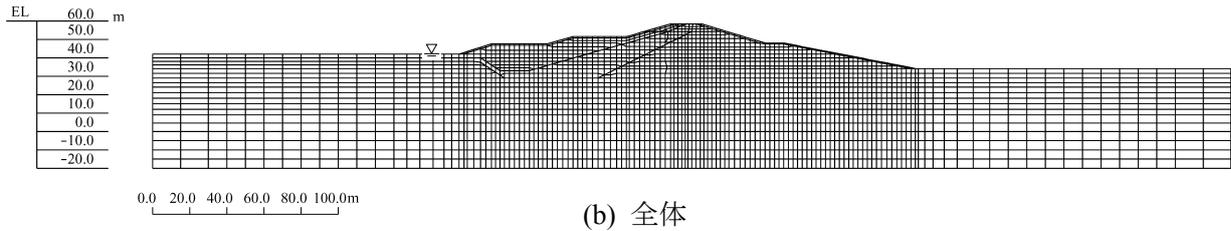
- ② 静的変形特性（剛性およびポアソン比）については、当該ダム試験結果にもとづき設定した^{注2)}。
- ③ 強度特性（粘着力、内部摩擦角等）については、設計値のほか、一部設計時における試験値が得られているものはそれも考慮して設定した^{注3)}。
- ④ 動変形特性のうち、等価線形化法による動的解析において材料の非線形性を考慮するのに必要となる初期せん断剛性、せん断剛性および減衰のひずみ依存特性（図-例 2.4.3）については、岩種が同じで、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果を用いた。また、動ポアソン比は、岩種が同じで、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果を用いた^{注4)}。
- ⑤ 液状化判定のうち、動的せん断強度比は岩種が同じで、間隙比、内部摩擦角等を考慮して類似の条件のダムの試験結果、および道路橋示方書に準拠した。
- ⑥ 有効応力法に基づく動的弾塑性解析（参考）のコードには、排水および非排水条件をともに適用できる LIQCA、構成則としては岡モデルを採用した。硬化パラメータ、ダイレイタンシー係数等については、別途要素シミュレーションにより、⑤で用いた動的せん断強度比（類似の条件のダムの試験結果）となるように試行錯誤的に逆算して求めた。また、他のパラメータについては、設計値等から理論式、経験式、あるいは文献から一般的な値を設定した。
- ⑦ 基礎地盤は非線形材料と仮定した。
- ⑧ 地震応答解析において考慮する貯水位は、通常時の水位として最もダムに影響が大きいと考えられる常時満水位とした。
- ⑨ 地震応答解析において、解析モデルの境界条件は等価線形化法ではモデル底面を粘性境界、側面はエネルギー伝達境界、有効応力法に基づく弾塑性解析ではモデル底面を粘性境界、側面は疑似自由地盤境界とした。

以上の条件のもと、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求めた上で、解析モデルの堤体底面から **2.** で作成したレベル 2 地震動の加速度時刻歴波形を入力地震動として入力して地震応答解析を行った^{注5)}。

- 注1) フィルダムでは、地震応答解析に先立ち、あらかじめ築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して地震前の状態における初期応力・変形状態を築堤解析および湛水解析により求める必要があるため、材料の単位体積重量等の一般物理特性や強度特性のほか、静的変形特性および動変形特性に関する物性値を設定する必要がある。
- 注2) 築堤解析時において、Duncan-Chang らによる方法により材料の非線形性を考慮する場合に必要なパラメータ。
- 注3) 当該ダムの材料についての試験値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。
- 注4) 初期せん断剛性等の設定において参照した類似の条件のダムでの値が得られている場合には、それをもとに設定することが望ましい。
- 注5) 本事例では、地震応答解析（動的解析）用プログラムとして等価線形化法では汎用有限要素解析コード“Super FLUSH”を用いた。



(a) 堤体部拡大



(b) 全体

図-例 2.4.2 有限要素モデル

表-例 2.4.2 静的解析材料物性値

区分		一般物理特性		静的変形特性						強度特性 ^{注2)}	
		単位体積重量		剛性(弾性係数) E_t ^{注1)}			ポアソン比 ν_t ^{注1)}			粘着力 c [kPa]	内部摩擦角 ϕ [°]
		湿潤 [kN/m ³]	飽和 [kN/m ³]	K	N	R_f	G	F	D		
堤体	ゾーン I	13.1	13.6	64	1.00	0.90	0.40	0.00	0.00	0.98	39.6
	ゾーン II	17.1	18.2	400	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	11.8	37.0
	ゾーン II'	17.1	18.2	710	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	14.7	43.0
	ゾーン III	17.1	18.2	1170	0.50	0.90	0.33	0.00	0.00	192	36.0
基礎地盤	N 値 30	18.4	18.9	29,400 kPa			0.33			0.00	39.0
	N 値 50 以上	18.4	18.9	49,000 kPa			0.33			0.00	44.0

注 1) 堤体については、Duncan-Chang らの方法における次式に含まれる各パラメータ値を示す。

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

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

ここに、 P_a : 大気圧、 c : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角、 σ_1, σ_3 : 最大および最小主応力

k, n, R_f : 応力ひずみ関係から求まる係数、 G, F, D : 軸ひずみと側方ひずみの関係から求まる係数

注 2) 初期応力解析では c, ϕ を用いた。

表-例 2.4.3 等価線形化法の材料物性値

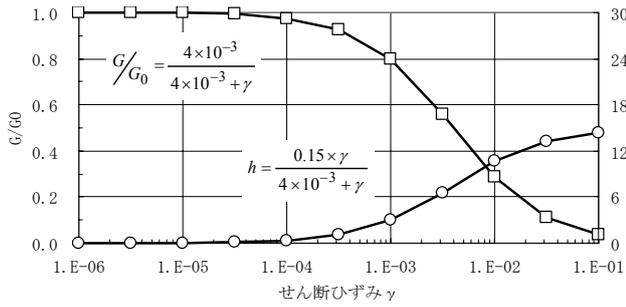
区分		初期せん断剛性		動ポアソン比	$G/G_0, h$ のひずみ依存性 ^{注2)}	強度特性 ^{注3)}			
		G_0 [kPa]	V_s [m/s]			粘着力 [kPa]		内部摩擦角 [°]	
						c'	c_{cu}	ϕ'	ϕ_{cu}
堤体	ゾーン I	注 1)		0.49	双曲線モデル (図-例 2.4.3)	0.98	35.3	39.60	25.3
	ゾーン II					11.8	—	37.00	—
	ゾーン II'					14.7	—	43.00	—
	ゾーン III					192	—	36.00	—
基礎地盤	N 値 30	—	$V_s = 97N^{0.32}$	飽和 0.49 不飽和 0.4		0.00	—	39.00	
	N 値 50 以上					0.00	—	44.00	

注 1) 以下による。

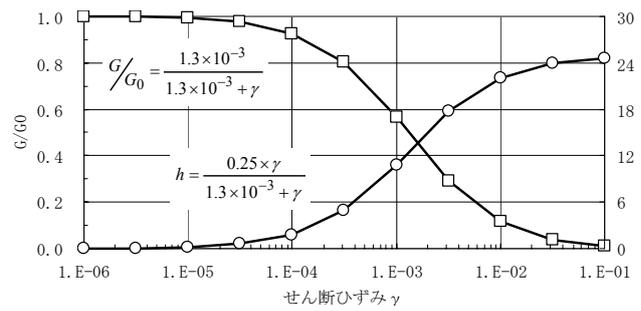
ゾーン I : $G_0 = \{626(7.32 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.6}$ 、ゾーン II : $G_0 = \{17,231(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.4}$ 、
 ゾーン II' : $G_0 = \{25,063(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.4}$ 、ゾーン III : $G_0 = \{34,462(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.4}$
 σ_m : 平均有効主応力 $\{\sigma_1 + \sigma_3 + \nu(\sigma_1 + \sigma_3)\} / 3$ 、 e : 間隙比

注 2) G_0 : 初期せん断剛性、 G : せん断剛性、 h : 材料の減衰定数

注 3) 動的解析の安定性評価では、飽和部では c_{cu}, ϕ_{cu} 、不飽和部では、 c', ϕ' を用いた。なお、本ダムはほぼ均質で地震時に圧密されない材料であることから c_{cu}, ϕ_{cu} は三笠の方法により設定した。



(a)ゾーン I



(b)ゾーン II、ゾーン II'、ゾーン III、基礎地盤

図-例 2.4.3 材料のせん断剛性および減衰のひずみ依存特性

表-例 2.4.4 液状化判定の材料物性値

名称	岩種	N値	変形係数 (kPa)	繰返し応力振幅比 $R_L = \sigma_d / 2 \sigma'_c$	
				ケース 1 注1)	ケース 2 注2)
ゾーン I	火山灰質粘性土(関東ローム)			—	—
ゾーン II	細粒分混じり砂	14		0.53 注1)	注2)
ゾーン II'	細粒分混じり砂+セメント	25		—	—
ゾーン III	ソイルセメント	41		—	—
基礎地盤	砂質土	30	29,400	0.78 注1)	注2)
		50		1.09 注1)	注2)
		75	49,000	1.49 注1)	注2)
		100		1.88 注1)	注2)

注 1) 類似ダムの基礎の液状化判定に用いた液状化強度と N 値の関係 (図-例 2.4.4) を採用。用いた試料は、類似ダムの右岸副堤基礎地盤からトリマーを用いて採取したもので、繰返し三軸試験により液状化強度を設定している。

注 2) 道路橋示方書による方法に準じた。

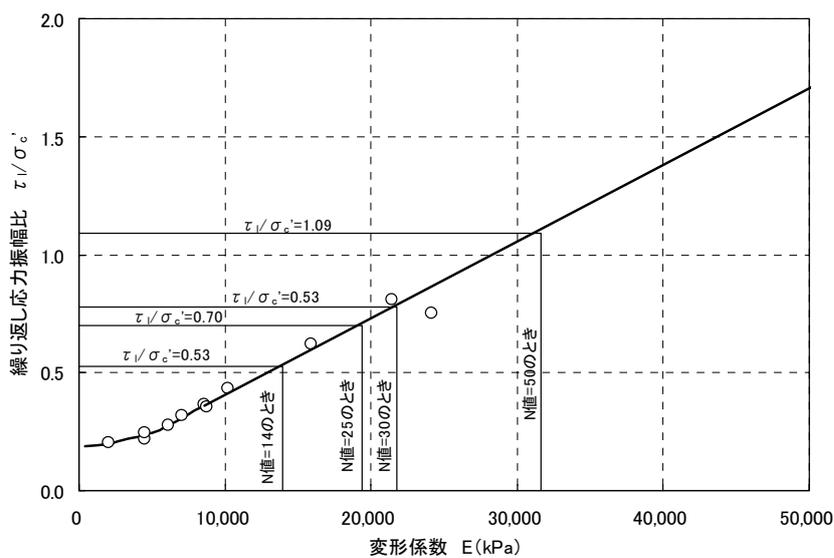


図-例 2.4.4 変形係数 (N 値) と繰返し応力振幅比の関係

表-例 2.4.5 有効応力法に基づく動的弾塑性解析（参考）材料物性値

名称	岩種	初期 間隙 比 e	注1) 圧縮 指数 λ ($\times 10^{-3}$)	注2) 膨張 指数 κ ($\times 10^{-4}$)	初期 せん断 係数比 G_0/σ'_{m0}	過圧 密比 OCR	注3) 変相 応力比 M_m	注4) 破壊 応力比 M_f	硬化パラメータ			規準ひずみ		ダイレイ タンシー 係数		異方性 消失 係数 C_d		
									B_0	B_t	C_f	γ_{r^p}	γ_{r^e}	D_0	n			
堤 体	ゾーン I	火山灰質 粘性土 (関東 ローム)	3.52	3.04	3.04	319	1.0	0.91	0.91	2000	0	0	— 注6)	— 注6)	0 注7)	0 注7)	2000	
	ゾーン II	細粒分 混じり砂	飽和部	0.94	8.67	8.67	857	1.0	0.91	1.23	1.05×10^6	200	1,000	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-2}	1.0	4	2000
			不飽和部	0.94	8.67	8.67	857	1.0	0.91	1.23	1.05×10^6	200	1,000	— 注6)	— 注6)	0 注7)	0 注7)	2000
	ゾーン II	細粒分 混じり砂 + セメント	0.94	5.95	5.95	1247	1.0	0.91	1.44	3.40×10^6	200	1,500	— 注6)	— 注6)	0 注7)	0 注7)	2000	
	ゾーン III	ソイル セメント	0.94	$G=51,000\text{kPa}$, $\nu=0.33$ 注5)						—								
基礎 地盤	N=30	砂質土	0.85	1.72	1.72	4419	1.0	0.91	1.30	2.40×10^7	200	1,500	1.0×10^{-6}	1.5×10^{-3}	1.0	4	2000	
	N=50 以上	砂質土	0.85	1.27	1.27	5578	1.0	0.91	1.48	3.10×10^8	200	1,500	1.0×10^{-7}	5.0×10^{-4}	1.0	4	2000	

注1) $\lambda=10\kappa$

注2) $\kappa=3(1-2\nu)(1+e)/[2(1+\nu)] \cdot \sigma'_{m0}/G_0$

注3) 変相角は 28° とする

注4) 内部摩擦角から算定

注5) ゾーンIIIは弾性体とし、せん断剛性は $G_0=34,462 \times (2.17-e)^2/(1+e) \times (\sigma'_{m0})^{0.4}$ から算定した。

注6) ゾーンIIの不飽和部、ゾーンII'は非液状化層とし、基準ひずみによる硬化パラメータの低下は考慮しない。

注7) ゾーンIIの不飽和部、ゾーンII'は非液状化層とし、ダイレイタンシーは無視する。

3.2 築堤過程および湛水過程を考慮した初期応力解析^{注)}

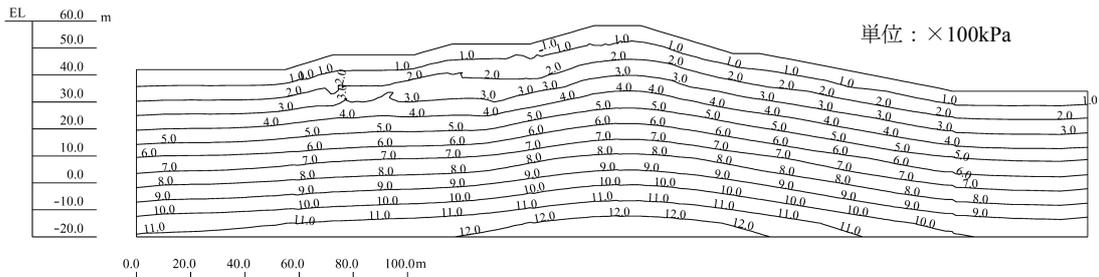
地震応答解析に先立ち、築堤過程や湛水過程における荷重の履歴を考慮して初期応力・変形状態を求める築堤解析および湛水解析を行った。

注) 3.3に述べるすべりに対する安定性の検討をすべり面上の応力の釣り合い式から評価する方法（渡辺・馬場法の場合は必須）により行う場合、等価線形化法等による動的解析から求まる地震動による応力とともに、静的状態における応力（初期応力）を求めておく必要があるために実施するものである。

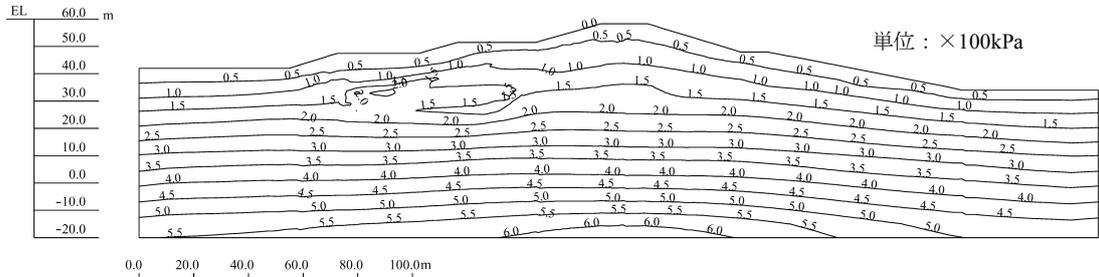
(1) 築堤解析

堤体の盛立による堤体内応力の増加に伴い、堤体材料は強い非線形性を示す。この非線形性を Duncan-Chang らによる方法^{注)}により考慮し、築堤過程を再現した非線形逐次解析を行って、築堤終了時に堤体材料の自重によって生じる静的な応力分布を求めた。その結果を図-例 2.4.5 に示す。また、このときの変形状態を図-例 2.4.6 に示す。

注) 表-例 2.3.2 の注 1) に示した接線弾性係数および接線ポアソン比に関する式により堤体材料の非線形性を考慮する方法



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.4.5 築堤解析による築堤終了時の主応力分布

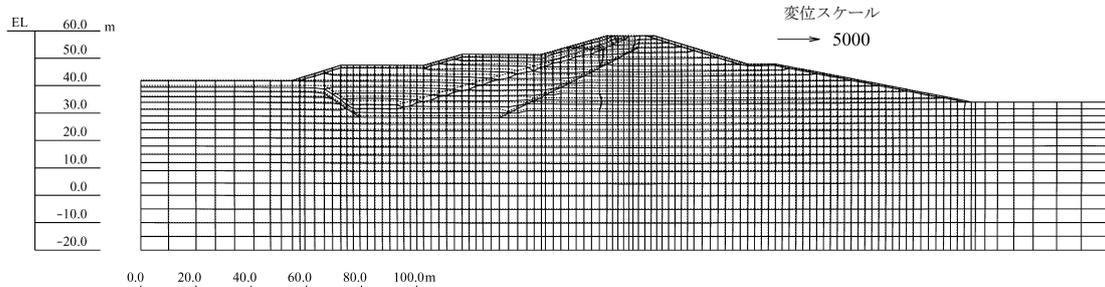


図-例 2.4.6 築堤解析による築堤終了時の変形

(2) 湛水解析

築堤後の湛水に伴い、透水ゾーンである上流側ロック部および半透水ゾーンである上流側フィルタ部では浸潤面以下における浮力の発生を、また遮水ゾーンであるコア部では、その上流面に作用する水圧および浸透流による浸透力の発生を考慮するため、湛水解析を行った。

まず、浸透流による浸透力を求めるため、定常浸透流解析により遮水ゾーン内の水圧分布を算定した結果を図-例 2.4.7 に示す。この水圧分布から求まる浸透力および浮力に相当する物体力を考慮して、湛水によって生じる応力を求めた。これを築堤解析結果と重ね合わせ、湛水時の初期応力状態を求めた結果を図-例 2.4.8 に示す。

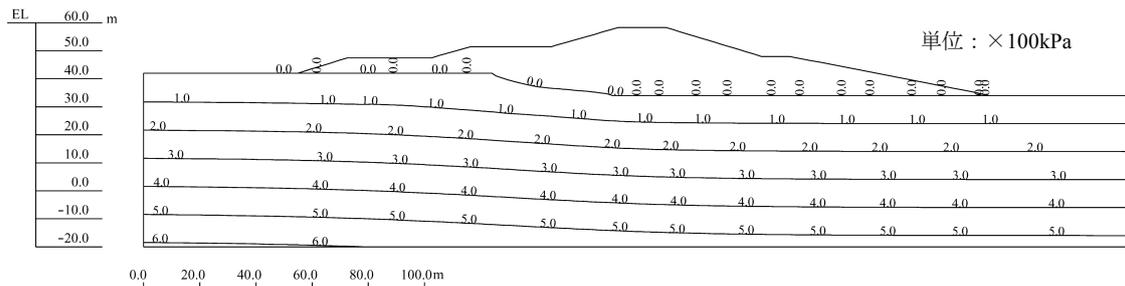
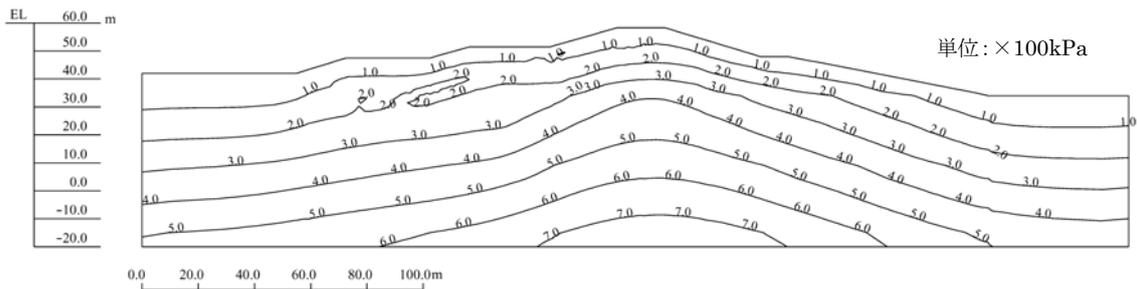
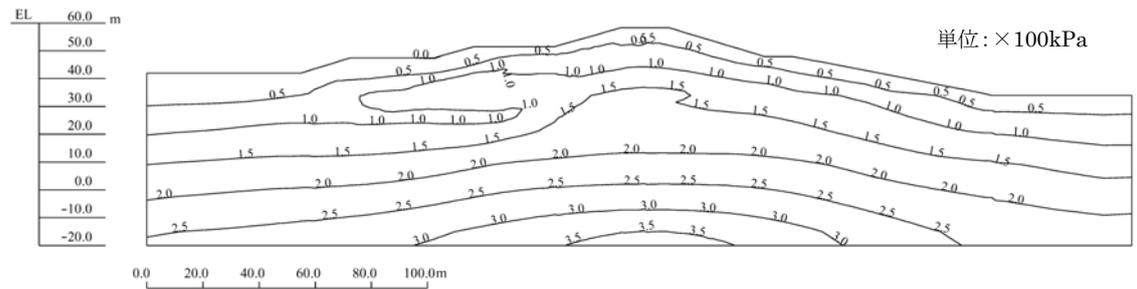


図-例 2.4.7 定常浸透流解析による水圧分布



(a) 最大主応力



(b) 最小主応力

図-例 2.4.8 湛水解析による湛水終了時の主応力分布

3.3 地震応答解析

(1) 等価線形化法による動的解析を用いた液状化判定

等価線形化法による動的解析により地震動によって堤体内に生じる応力を求め、これを 3.2 で求めた初期応力解析の結果を重ね合わせることにより、地震時における堤体内の応力状態が得られる。

液状化判定において必要となる堤体各部の最大地震時せん断応力分布は、図-例 2.4.9 となった。

液状化に対する安全率 (F_L 値) を算出した結果を図-例 2.4.10、図-例 2.4.11 に示す。本ダムでは、動的せん断強度比に試験結果を用いたケースにおいて、上流ブランケット、堤体直下の一部、および堤体下流側では F_L 値が 1 を下回った。また、動的せん断強度比を道路橋示方書に準じたケースでは、上流ブランケットの一部、堤体直下の一部で F_L 値が 1 を下回った。

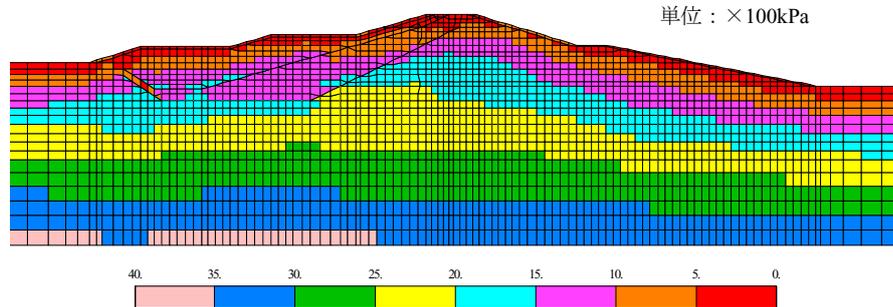


図-例 2.4.9 最大地震時せん断応力分布

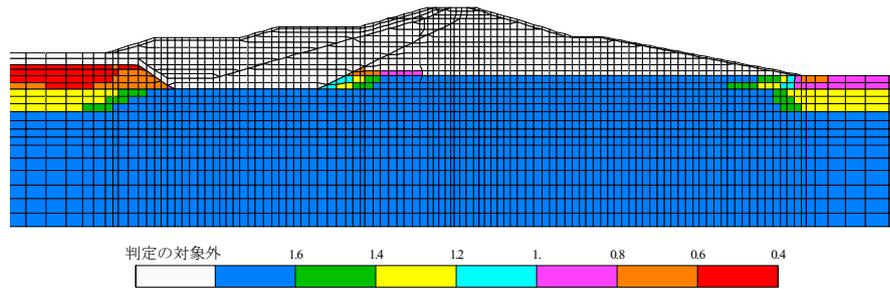


図-例 2.4.10 液状化判定結果、 F_L 値分布（ケース 1：動的せん断強度比に試験結果を用いたケース）

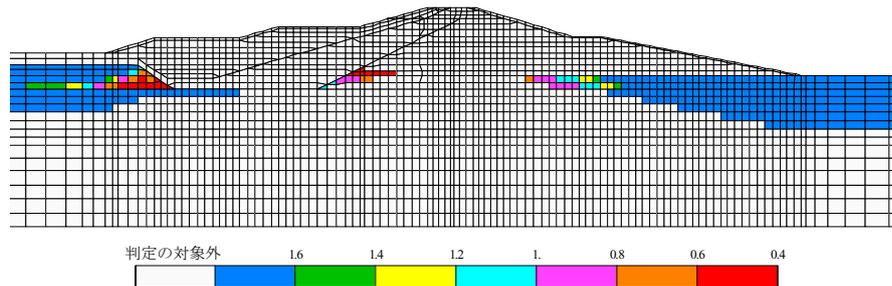


図-例 2.4.11 液状化判定結果、 F_L 値分布（ケース 2：動的せん断強度比を道路橋示方書に準じたケース）

(2) 堤体および基礎における液状化等による強度低下発生の検討

(1)の結果から、本ダムでは、上流ブランケット、堤体直下、堤体下流で一部液状化するおそれがあるが、いずれも局所的なものにとどまると考えられる。

以上より、本ダムでは、さらに等価線形化法による動的解析を用いたすべり安定性の検討を行う。

なお、ここでは、参考として、液状化の影響を考慮する場合に必要な詳細な検討を想定し、有効応力法に基づく動的弾塑性解析により沈下量の検討について実施したので、その結果についても併せて示す。

(3) 等価線形化法による動的解析を用いたすべり安定性の検討

すべり破壊に対する安定性に関する検討において必要となる堤体各部の水平最大応答加速度の分布は、図-例 2.4.12 となった。なお、水平最大応答加速度の時刻歴データの中で絶対値が最大のもを抽出した。

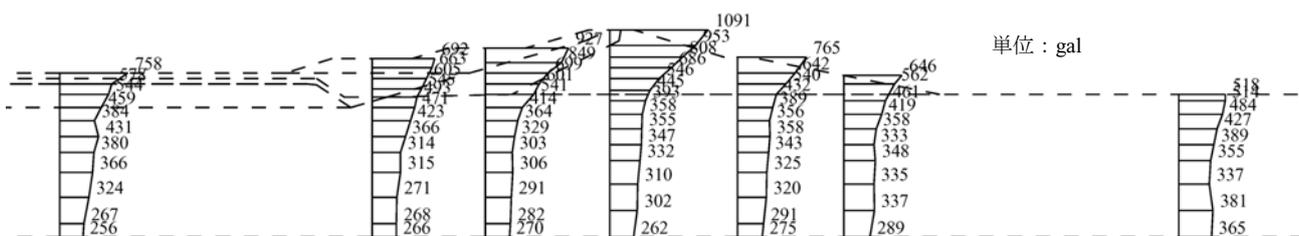


図-例 2.4.12 水平最大応答加速度の深度分布

すべりに対する安定性を検討する想定すべり面は、図-例 2.4.13 および図-例 2.4.14 に示すよう

に、上流側および下流側において、基礎をとおるすべり面と基礎をとらないすべり面をそれぞれ多数設定した。なお、すべり面の形状は円弧とした。

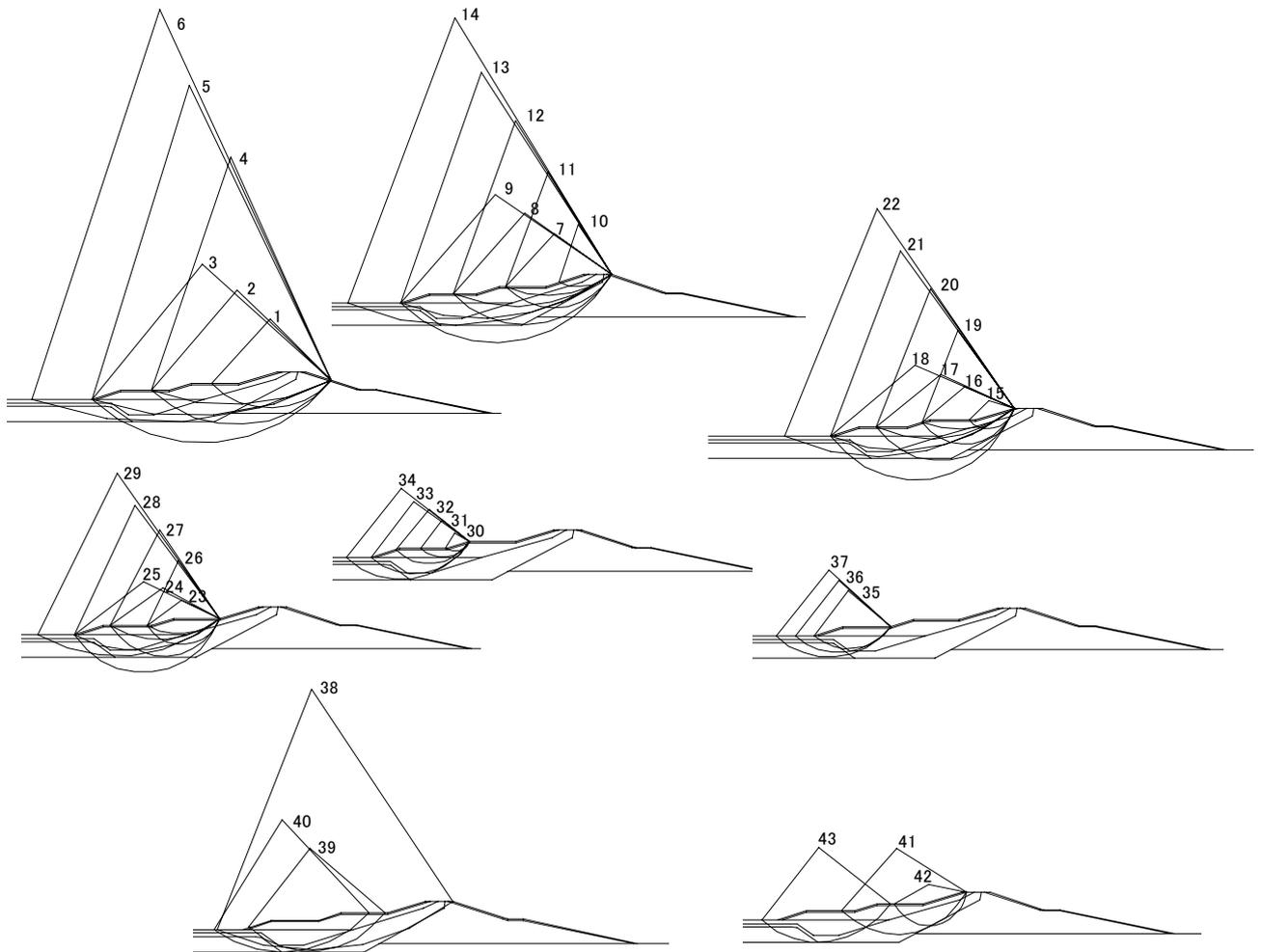


図-例 2.4.13 想定すべり面（上流側）

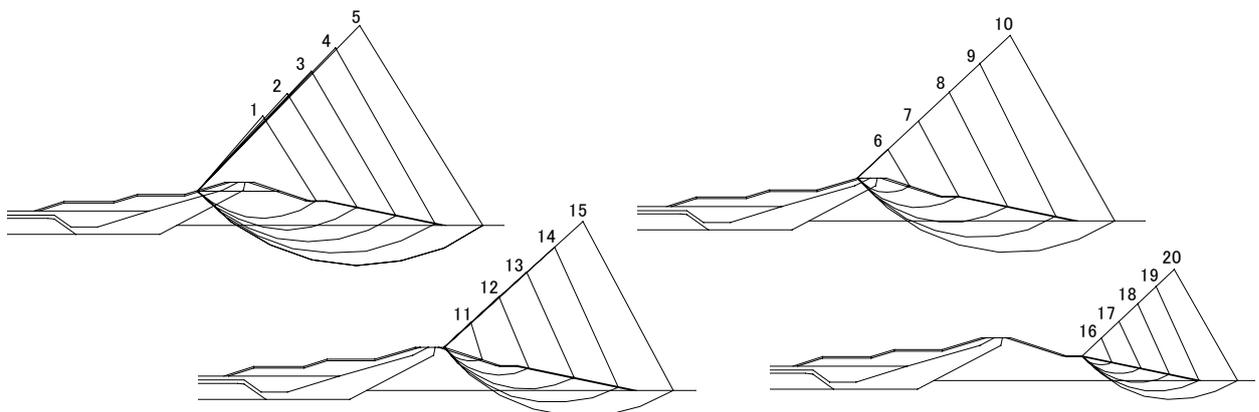


図-例 2.4.14 想定すべり面（下流側）

各想定すべり面に対し、等価線形化法による動的解析の結果をもとに、想定すべり土塊を構成する要素全体の平均加速度により、想定すべり土塊の等価震度 k_h の時刻歴を求めた。

この結果を用い、ここでは、以下の2つの方法により各想定すべり面のすべり安全率 F_s を算

定することによって、すべりに対する安定性を検討した。

- a) 想定すべり面上の土塊に等価震度 k_h の時刻歴の中で最大である等価最大震度 k_{ho} を作用させたとき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算定。
- b) 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(材料のせん断強度から求まるもの)の比として算定。

両者による結果を表-例 2.4.6 に示す。本ダムでは a)の方法で安全率を算出したところ、上流側の想定すべり面 1~2、4~8、10~17、19~24、28~29、33~43 において、また下流面の想定すべり面 7 においてすべり安全率 F_s が 1 を下回り、b)の方法で安全率を算出したところ、上流側の想定すべり面 4~6、10~14、21~22、28~29、38~40 においてすべり安全率 F_s が 1 を下回り、下流面の想定すべり面ではすべり安全率 F_s は 1 を下回らなかった。

以上より、本モデルダムについては、照査に用いる地震動によりすべり破壊が発生する可能性があることが明らかとなったため、塑性変形解析を行ってすべり変形量を求め、沈下による越流に対する安全性を照査することとした。

表-例 2.4.6 各想定すべり面のすべり安全率

すべり面位置	すべり面番号	等価最大震度 k_{ho} (注1)	すべり安全率 F_s (注)		すべり面位置	すべり面番号	等価最大震度 k_{ho} (注1)	すべり安全率 F_s (注)		
			a)の方法	b)の方法				a)の方法	b)の方法	
上流側	1	0.804	0.904	1.268	上流側	33	0.617	0.861	1.326	
	2	0.644	0.937	1.344		34	0.560	0.836	1.241	
	3	0.497	1.112	1.425		35	0.624	0.965	1.592	
	4	0.831	0.890	0.992		36	0.582	0.863	1.330	
	5	0.678	0.843	0.912		37	0.547	0.829	1.128	
	6	0.586	0.857	0.895		38	0.630	0.747	0.801	
	7	0.859	0.829	1.178		39	0.630	0.739	0.976	
	8	0.685	0.800	1.167		40	0.578	0.753	0.936	
	9	0.511	1.059	1.383		41	0.764	0.729	1.173	
	10	1.058	0.890	0.945		42	0.850	0.830	1.678	
	11	0.967	0.821	0.928		43	0.578	0.790	1.074	
	12	0.850	0.865	0.977		下流側	1	-0.629	1.113	1.321
	13	0.690	0.818	0.857			2	-0.505	1.361	1.623
	14	0.591	0.778	0.784			3	-0.419	1.428	1.679
	15	0.966	0.770	1.427			4	-0.376	1.354	1.634
	16	0.831	0.781	1.335	5		-0.349	1.282	1.566	
	17	0.666	0.897	1.476	6		-0.814	1.063	1.274	
	18	0.487	1.115	1.687	7		-0.632	0.974	1.197	
	19	0.942	0.978	1.074	8		-0.487	1.232	1.522	
	20	0.836	0.989	1.100	9		-0.409	1.280	1.605	
	21	0.685	0.863	0.920	10		-0.373	1.171	1.471	
	22	0.598	0.789	0.822	11		-0.738	1.566	2.059	
	23	0.797	0.853	1.669	12		-0.582	1.157	1.450	
	24	0.676	0.794	1.430	13		-0.491	1.216	1.504	
	25	0.516	1.091	1.719	14		-0.422	1.291	1.588	
	26	0.866	1.028	1.384	15		-0.393	1.139	1.400	
	27	0.781	1.088	1.281	16		-0.563	2.108	2.148	
	28	0.664	0.845	0.998	17		-0.520	1.430	1.726	
	29	0.589	0.768	0.889	18	-0.476	1.390	1.671		
	30	0.852	1.689	2.600	19	-0.443	1.191	1.425		
	31	0.747	1.373	1.867	20	-0.423	1.055	1.256		
	32	0.687	1.363	1.790						

注) 震度の+ : 下流側向き、震度の- : 上流側向き

注 1) 等価最大震度 k_{ho} 、次式により計算されるすべり土塊の等価震度 k_h の時刻歴の最大値(下流側向きを正)として求めた。

$$k_h = \frac{\iint \rho(x,y)\alpha(x,y)dxdy}{g\iint \rho(x,y)dxdy}$$

ここに、 $\rho(x,y)$ ：堤体内各点の密度、
 $\alpha(x,y)$ ：動的解析から求まる堤体内の各点の水平方向応答加速度、 g ：重力加速度

注2) すべり安全率 F_s は、以下の算定式によった。

a) の方法

$$F_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - k_{h0}M_{RK}}{M_{DW} + k_{h0}M_{DK}}$$

ここに、 M_R ：すべり面上の抵抗モーメント、 M_{DW} ：自重による土塊のすべりモーメント、

M_{DKH} ：地震慣性力による土塊のすべりモーメント、 M_{RW} ：自重によるすべり面沿いの抵抗モーメント、

M_{RC} ：粘着力によるすべり面沿いの抵抗モーメント、 k_{h0} ：等価震度 k_h の時刻歴の最大値、

M_{RK} ：地震慣性力(1g)が作用した場合のすべり面沿いの抵抗モーメント、

M_{DK} ：地震慣性力(1g)が作用した場合のすべり面上の土塊の滑動モーメント

b) の方法

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^M l_i (c_i + \sigma_{ni}' \tan \phi_i) + \sum_{j=1}^P l_j (c_j + \sigma_{nj}' \tan \phi_j) + \sum_{k=1}^Q l_k (c_k + \sigma_{nk}' \tan \phi_k) + \sum_{u=1}^R l_u (c_u + \sigma_{nu}' \tan \phi_u) + \sum_{v=1}^S l_v (c_v + \sigma_{nv}' \tan \phi_v) + \sum_{w=1}^T l_w (c_w + \sigma_{nw}' \tan \phi_w)}{\sum_{i=1}^M \tau_{Si} l_i + \sum_{j=1}^P \tau_{Sj} l_j + \sum_{k=1}^Q \tau_{Sk} l_k + \sum_{u=1}^R \tau_{Su} l_u + \sum_{v=1}^S \tau_{Sv} l_v + \sum_{w=1}^T \tau_{Sw} l_w}$$

ここに、 M ：すべり線を通過する要素のうちゾーンⅠを通過する要素の数、 P ：すべり線を通過する要素のうちゾーンⅡを

通過する要素の数、 Q ：すべり線を通過する要素のうちゾーンⅡ'を通過する要素の数、 R ：すべり線を通過する要素

のうちゾーンⅢを通過する要素の数、 S ：すべり線を通過する要素のうち基礎地盤(N値30)を通過する要素の数、

T ：すべり線を通過する要素のうち基礎地盤(N値50以上)を通過する要素の数、 i,j,k,u,v,w ： i,j,k,u,v,w 番目要素、

l ：すべり面上の要素 i,j,k,u,v,w を通過するすべり線長さ、 c_i, ϕ_i ：要素 i の強度定数(ゾーンⅠ)、

c_j, ϕ_j ：要素 j の強度定数(ゾーンⅡ)、 c_k, ϕ_k ：要素 k の強度定数(ゾーンⅡ')、 c_u, ϕ_u ：要素 u の強度定数(ゾー

ンⅢ)、 c_v, ϕ_v ：要素 v の強度定数(基礎地盤N値30)、 c_w, ϕ_w ：要素 w の強度定数(基礎地盤N値50以上)、

$\sigma_{ni}', \sigma_{nj}', \sigma_{nk}', \sigma_{nu}', \sigma_{nv}', \sigma_{nw}'$ ：要素 i,j,k,u,v,w におけるすべり面直交方向の有効応力、

$\tau_{Si}, \tau_{Sj}, \tau_{Sk}, \tau_{Su}, \tau_{Sv}, \tau_{Sw}$ ：要素 i,j,k,u,v,w におけるすべり面沿いのせん断応力

(4) すべり変形に基づく塑性変形解析による越流に対する安全性の検討

(3)の検討で、すべりが生じるおそれのあるすべり面について、a)Newmarkの方法およびb)渡辺・馬場の方法によりすべり変形量を算定した結果を表-例2.4.8に示す。

なお、a)の方法では、すべり安全率が1を下回る想定すべり面について、すべり安全率が1となる震度である降伏震度 k_y を求め、モーメントに基づき、すべり変形量を算出した。なお、降伏震度は時刻歴で変動せず一定となる。また、b)の方法では、すべり安全率が1を下回る想定すべり面について、慣性力、重力、想定すべり面に作用する応力に関するつり合い式から降伏震度 k_{rh} を求め、すべり変形量を算出した。なお、降伏震度は時刻歴で変動する。

本モデルダムでは a)の方法および b)の方法ともにすべりが生じることとなるが、想定される最大すべり変形量は、a)の方法で想定すべり面38で約6cm、b)の方法で想定すべり面14で約4cmと、すべりによる堤体天端の沈下による貯水の越流に対する安全性は十分に確保されるものと判断される。なお、大規模地震時のすべり変形量を評価する場合、多数の円弧におけるすべり変形量を累積してすべり変形量を評価するのではなく、最初にすべりが発生した円弧にすべりが集中し、そのすべり変形量がここで示す最大すべり変形量に一致していると想定している。

表-例 2.4.8 すべり変形量の算定結果

すべり面位置	面すべり番号	すべり変位量 ^{注)}		すべり面位置	面すべり番号	すべり変位量 ^{注)}		
		a)Newmarkの方法 [cm]	b)渡辺・馬場の方法 [cm]			a)Newmarkの方法 [cm]	b)渡辺・馬場の方法 [cm]	
上流側	1	0.742	0	上流側	22	3.275	1.753	
	2	0.286	0		23	1.644	0	
	4	0.801	0		24	1.504	0	
	5	1.700	0.466		28	1.383	0	
	6	1.466	0.603		29	3.339	0.771	
	7	2.600	0		33	0.965	0	
	8	3.287	0		34	1.576	0	
	10	0.962	0.071		35	0.048	0	
	11	2.334	0.579		36	0.886	0	
	12	1.178	0.085		37	1.446	0	
	13	2.231	1.142		38	5.676	2.973	
	14	4.061	3.728		39	5.540	0.232	
	15	5.611	0		40	3.129	0.224	
	16	3.458	0		41	6.605	0	
	17	0.744	0		42	3.045	0	
	19	0.023	0		43	2.577	0	
	21	1.120	0.284		下流側	7	-0.042	0

注) すべり変形量は、以下の算定式によった。

a)の方法

想定すべり面の土塊の等価震度 k_h が降伏震度 k_y を超えている時刻について、次式により算定した。

$$\delta = R \times \theta$$

ここに、 δ : すべり変形量、 R : すべり面 (円弧) の半径、 θ : すべりによる回転変位 (回転角) で、次式により得られる角加速度を逐次積分して求まる。

$$\ddot{\theta} = \frac{(k_h - k_y)}{J} (M_{DK} - M_{RK})$$

J : すべり土塊の慣性モーメント

b)の方法

想定すべり面の土塊の等価震度 k_h が降伏震度 k_{rh} を超えている時刻について、次式により算定した。

$$D_{rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int (k_h - k_{rh}) g d\tau dt$$

ここに、 D_{rh} : すべり変形量、 t_0 : 想定すべり面沿いの安全率が 1 を下回る時刻、 t_1 : 土塊の速度が 0 となる時刻

(5) 浸透破壊に対する安全性の検討

(3)および(4)の検討結果から、本ダムでは、上流面 (最大すべり変形量発生土塊) において一部すべりが生じるおそれがあるが、いずれも上流側へのごく僅かなすべりであり、浸透破壊に対して問題となる遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべりが生じるおそれはないと考えられる。したがって、地震動によりすべりが生じて、地震後にそれに伴う浸透破壊が発生するおそれはないものと判断される。

(6) 液状化部の強度を低減させた場合の安全性の検討

図-例 2.4.15 に示す液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧 38 を含む 3 つの円弧について、極端ではあるが、液状化部の強度を 0、ピーク強度の 1/3、2/3 としたすべり変位量 (Newmark 法) を計算した結果を図-例 2.4.16 に示す。その値はピーク強度の 2/3 では 8cm~10cm 程度、ピーク強度の 1/3 では 13cm~16cm 程度、液状化部の強度を 0 では 19cm~28cm 程度にお

さまっている。この結果からも液状化の範囲を局所的とした判断は妥当であることがわかる。なお、表層部の薄いゾーンⅡは液状化していないが、その直下の基礎地盤の液状化に伴い大きな変位を受け結果的に抵抗力が小さくなるものと考え、ここでは液状化部として扱っている。

また、極端ではあるが、液状化した基礎の強度を0とした時の常時のすべりの安全率を表-例 2.4.9 に示す。安全率は4~5程度になっており、安全率は十分確保されているものと考えられる。

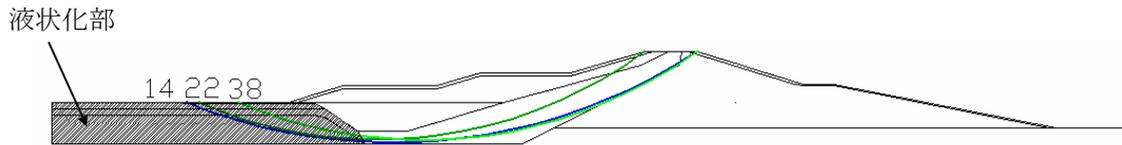


図-例 2.4.15 液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧を含む天端付近のすべり面

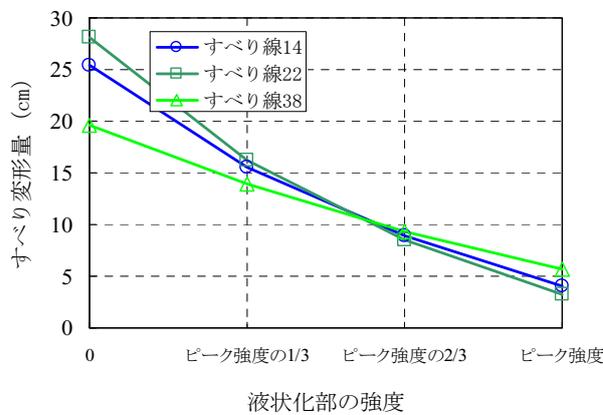


表-例 2.4.9 液状化した基礎の強度を0とした時の常時のすべり安全率

すべり面	液状化強度0とした時の常時安全率
14	4.51
22	4.32
38	5.01

図-例 2.4.16 液状化部の強度を低減させた場合のすべり変形量

(7) 有効応力法に基づく動的弾塑性解析による沈下量の検討

解析終了時点における変形図、変形ベクトル図を図-例 2.4.17、図-例 2.4.18 に示す。なお、解析終了時刻は変位の収束および過剰間隙水圧の消散を考慮して170秒とした。

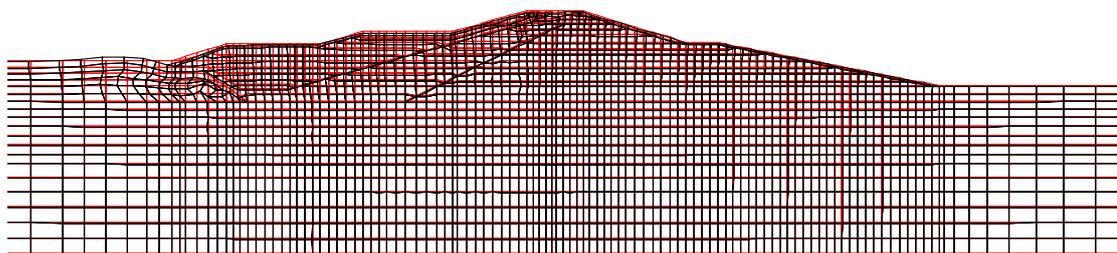


図-例 2.4.17 変形図 (時刻 : 170 秒)

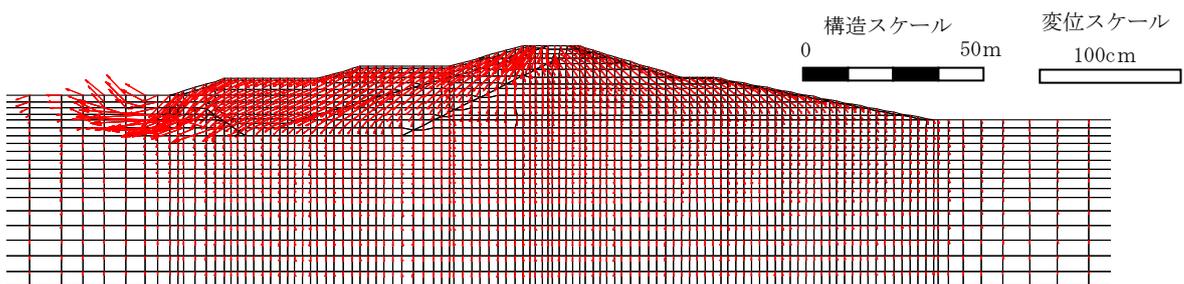


図-例 2.4.18 変形ベクトル図 (時刻 : 170 秒)

解析終了時点における過剰間隙水圧比分布を図-例 2.4.19 に示す。過剰間隙水圧比は 1.0 で完全液状化していることを示している。このことから図-例 2.4.19 コンター図が 1.0 に近い範囲は液状化していると想定され、図-例 2.4.19 と図-例 2.4.10 と比較した場合には大きな差は見られず、また液状化していると想定される範囲は上流プランケットの N 値 30 の部分に対応している。

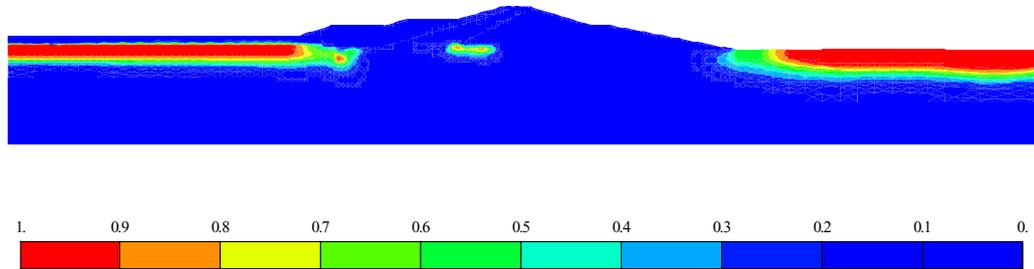


図-例 2.4.19 過剰間隙水圧比分布（時刻：170 秒）

有効応力法に基づく弾塑性解析による解析終了時点における水平変位分布、鉛直変位分布を図-例 2.4.20、図-例 2.4.21 に示す。これらの図から、170 秒後の水平変位は、天端中央部では上流側に約 2cm、天端最上流部では上流方向に約 9cm、天端最下流部では下流方向に約 10cm、170 秒後の鉛直変位は、天端中央部で下方向に約 10cm、天端最上流部では下方向に約 12cm、天端部最下流部では下方向に約 7cm である。

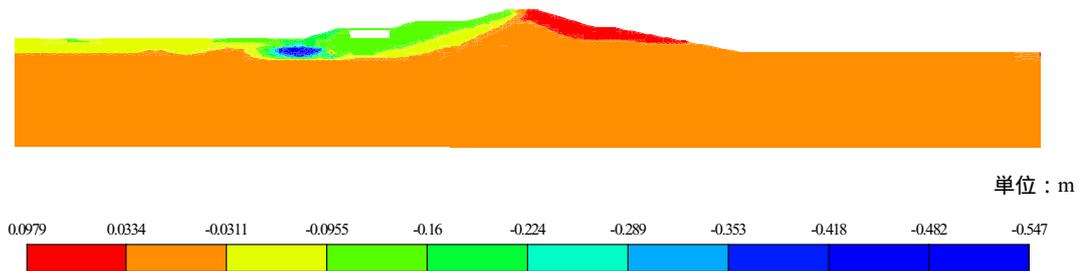


図-例 2.4.20 水平変位分布（時刻：170 秒）

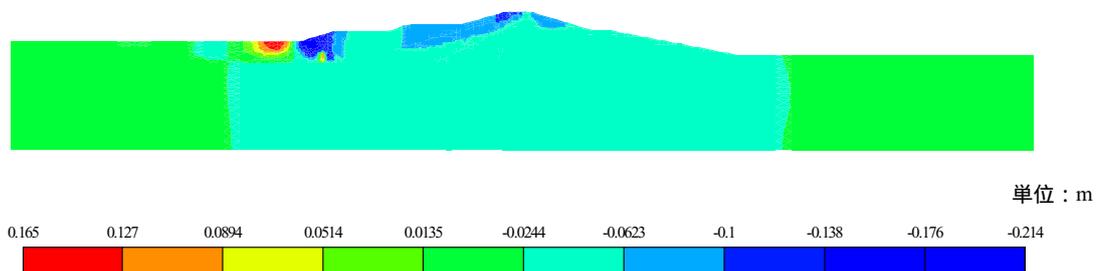


図-例 2.4.21 鉛直変位分布（時刻：170 秒）

図-例 2.4.18 の変形ベクトル図から、堤体上流側の変形範囲は、塑性変形解析での液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧を含む天端付近のすべり面 22 と概ね一致している。

また Newmark 法でのすべり面 22 の塑性変形解析結果と、有効応力法に基づく動的弾塑性解析による解析終了時点（時刻：170 秒）における結果を比較したものを表-例 2.4.10、液状化部を切って最大すべり変位量が発生した円弧を含む天端付近のすべり面の塑性変形解析結果と、有効応

方法に基づく動的弾塑性解析による解析終了時点（時刻：170 秒）における結果を比較したものを図-例 2.4.22、図-例 2.4.23 に示す。塑性変形解析からすべり面 22 の鉛直変位は 2.0~16.9cm であり、有効応力法に基づく動的弾塑性解析による解析終了時点（時刻：170 秒）における天端中央の鉛直変位 10.1cm は、塑性変形解析結果の範囲内となった。

以上から、想定される沈下量は 1m 以内であり、貯水の越流に対する安全性は十分に確保されていると判断される。また、上流面において変位が生じるおそれがあるが、いずれも上流側へのごく僅かな変位であり、浸透破壊に対して問題となる遮水ゾーンを貫通する下流側へのすべりが生じるおそれはないと考えられる。したがって、地震動によりすべりが生じて、地震後にそれに伴う浸透破壊が発生するおそれはないものと判断される。

表-例 2.4.10 Newmark 法での塑性変形解析結果と有効応力法に基づく動的弾塑性解析結果の比較

	すべり変形量 (cm)	水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)	備考
Newmark 法での塑性変形解析	3.3	2.6	2.0	すべり面 22
Newmark 法での塑性変形解析 (液状化部の強度をピーク強度の 2/3 とした時のすべり変形量)	8.5	6.8	5.1	すべり面 22
Newmark 法での塑性変形解析 (液状化部の強度をピーク強度の 1/3 とした時のすべり変形量)	16.2	12.9	9.7	すべり面 22
Newmark 法での塑性変形解析 (液状化強度 0 とした時のすべり変形量)	28.1	22.4	16.9	すべり面 22
有効応力法に基づく動的弾塑性解析	—	2.1	10.1	天端中央

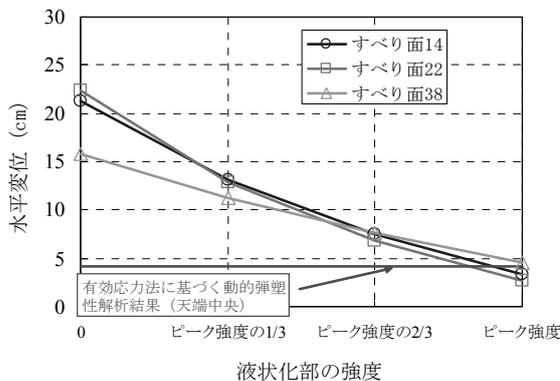


図-例 2.4.22 Newmark 法での塑性変形解析結果と有効応力法に基づく動的弾塑性解析結果の比較（水平変位）

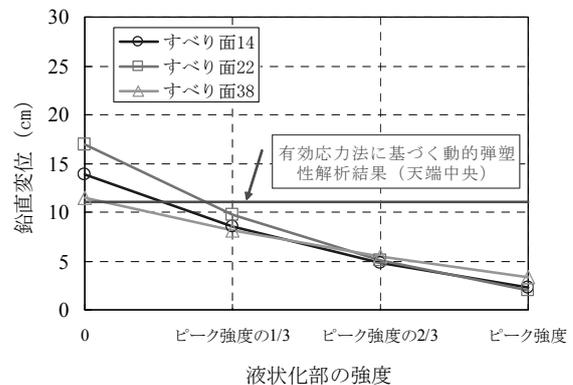


図-例 2.4.23 Newmark 法での塑性変形解析結果と有効応力法に基づく動的弾塑性解析結果の比較（鉛直変位）

3.4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の検討結果を総合すると、本ダムではレベル 2 地震動を考慮した場合、地震時に堤体の一部ですべりが生じるおそれがあるが、予想されるすべり変位量は僅かであることから、堤体の沈下による貯水の越流に対する安全性は十分に確保されるものと考えられ、また、上流側ですべりが想定されるが、すべりに伴い地震後に浸透破壊が発生するおそれはないと考えられる。したがって、本ダムではレベル 2 地震動に対してもダムの貯水機能は維持されると判断される。

資料 2-3 関連構造物等の照査例

関連構造物等の照査は指針（案）4章に基づき行うが、貯水機能が維持されることを確認するために必要となる地震応答解析等の実際を、本指針（案）の対象として想定される放流設備や各種の管理設備のうち代表的なものについて、以下の例により示す。

【資料 例 3-1】 ラジアルゲートの照査例

【資料 例 3-2】 ローラゲートの照査例

【資料 例 3-3】 取水塔の照査例

【資料 例 3-4】 門柱・天端橋梁の照査例

【資料 例 3-5】 機械・電気設備の照査例

【資料 例 3-1】 ラジアルゲートの照査例

1. ゲート概要

照査対象は、重力式コンクリートダム（堤高 100.0m）堤頂部に非常用洪水吐きの主ゲートとして設置されたクレストラジアルゲートである。その諸元を表-例 3.1.1 に、また構造を図-例 3.1.1 に示す。

表-例 3.1.1 ゲート諸元

純径間	扉高	扉体半径	ゲート 敷高 ^{注)}	扉体中心軸 位置 ^{注)}	常時満水位 ^{注)}	開閉方式
10.000m	14.870m	14.500m	83.675m	89.000m	95.000m	油圧シリンダ 直吊り式

注) ダム基礎標高からの高さ

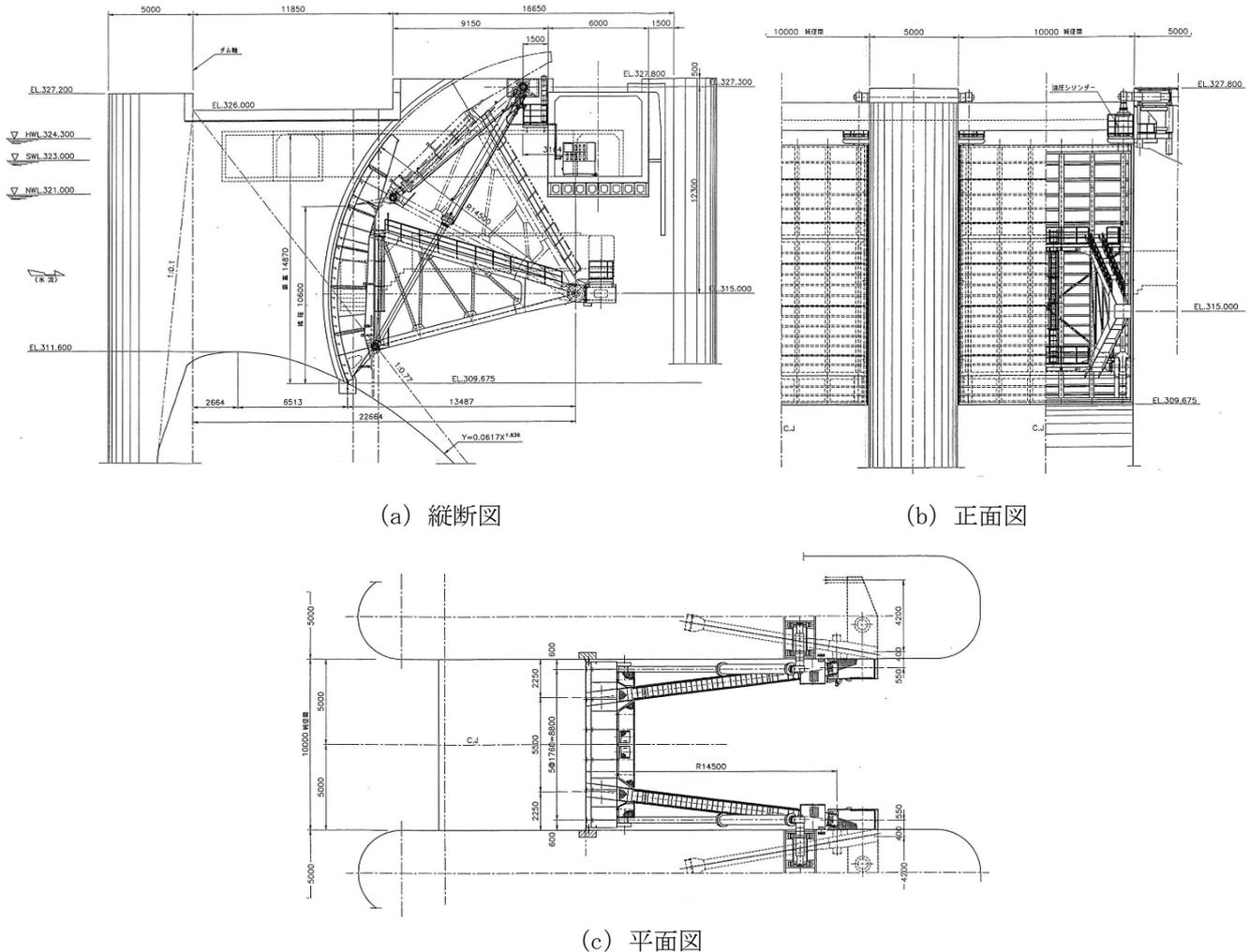


図-例 3.1.1 ゲート全体図

2. 照査に用いる地震動^{注)}

当該ダム地点において設定されたレベル2地震動に対するダム本体の地震応答解析により、当該ゲート設置位置（ゲートピン部）における応答加速度の時刻歴（最大加速度 1,267gal）を求め、それをゲートの照査における入力地震動として用いることとした。入力地震動の加速度時刻歴波形および応答スペクトルをそれぞれ図-例 3.1.2 および図-例 3.1.3 に示す。

注) ゲートの地震応答解析において考慮する入力地震動の成分としては、水平動（上下流方向成分とダム軸方向成分）および上下動（鉛直方向成分）が考えられるが、これまでの検討により、ゲートの地震応答解析では、一般に水平動の上下流方向成分の影響が支配的となることがわかっているため、本資料では堤体応答加速度の上下流方向成分を入力地震動とした場合について示す。

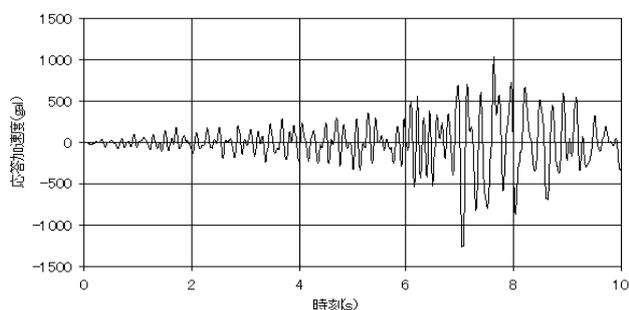


図-例 3.1.2 入力地震動の加速度時刻歴波形
(ゲート設置位置における応答加速度時刻歴)

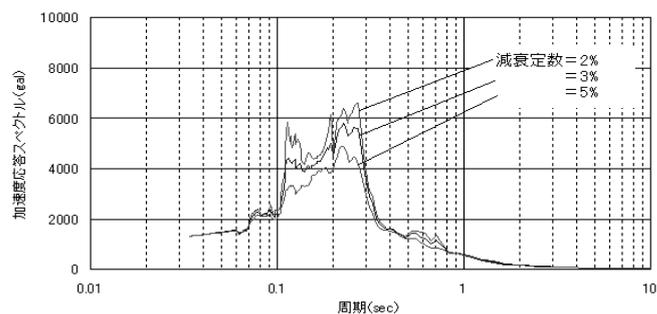


図-例 3.1.3 入力地震動の応答スペクトル

3. 地震応答解析による照査

3.1 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

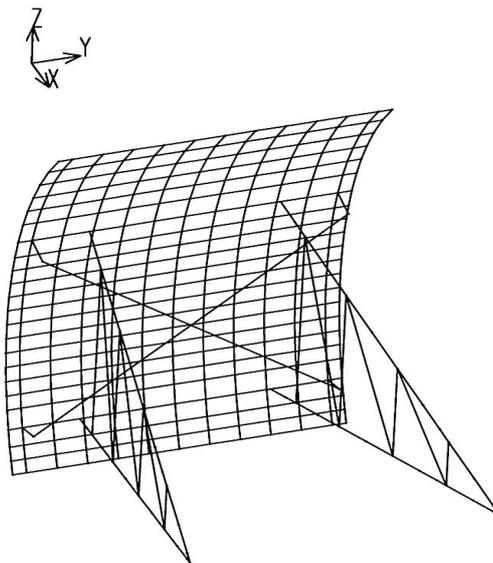
図-例 3.1.1 に示したゲートの構造および表-例 3.1.2 に示す各部材の部材定数をもとに、図-例 3.1.4 に示すような 3 次元有限要素モデル（骨組みモデル）を作成した。なお、モデル化の対象とした部材は表-例 3.1.2 に示す扉体の各構造部材（架構部の主要構造部材（横桁、縦桁、脚柱）および補助構造部材（縦補助桁、ブレーシング材））および受圧部（スキンプレート）である。その他の部材（固定部（トラニオン、アンカレッジ）、戸当り部、水密部）については直接モデル化せず、動的解析により得られた反力を用いた構造解析により照査を行うこととした。なお、トラニオンピンについてはその重量を集中荷重として考慮することとした。

以降の検討において、座標軸は、図-例 3.1.4 に示すように上下流方向を X、ダム軸方向を Y、鉛直方向を Z とする。

表一例 3.1.2 部材定数

部材名称	断面番号	断面形状 (mm)				断面積 A (cm ²)	断面 2 次モーメント		ねじり定数 J (cm ⁴)	
		H	B	TW	TF		I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)		
脚柱	一般	1	H - 800	× 550	× 36	× 32	617.0	8.90E+04	6.39E+05	8.33E+05
	トナリ付近	2	H - 800	× 550	× 40	× 40	728.0	1.11E+05	7.60E+05	9.41E+05
脚柱トラス	鉛直材	11	H - 776	× 150	× 9	× 12	103.7	6.80E+02	8.44E+04	1.30E+05
	斜材	12	H - 776	× 150	× 9	× 12	103.7			
		13	PL - 720			32	230.4	1.97E+02	9.95E+04	3.98E+05
横桁	メイン主桁	101	H - 1800	× 400	× 19	× 22	509.6	2.36E+04	2.25E+06	3.52E+06
	最上ライ	111	□ - 600	× 150	× 16	× 22	155.0	2.49E+03	7.81E+04	9.66E+04
	最下ライ	112	□ - 400	× 140	× 14	× 22	111.4	2.11E+03	2.73E+04	2.51E+04
	中間横梁	120	□ - 200	× 80	× 7.5	× 11	31.0	1.94E+02	1.93E+03	1.79E+03
縦桁 ※1	基本形	311	I - 1800	× 260	× 9	× 16	242.3	1.08E+06	4.70E+03	1.68E+06
		351	I 828	260	× 9	× 16	154.8	1.75E+05	4.69E+03	1.70E+05
		352	I 1216	260	× 9	× 16	189.8	4.24E+05	4.69E+03	5.17E+05
		353	I 1477	260	× 9	× 16	213.3	6.70E+05	4.70E+03	9.24E+05
		354	I 1640	260	× 9	× 16	227.9	8.60E+05	4.70E+03	1.27E+06
		355	I 1738	260	× 9	× 16	236.7	9.89E+05	4.70E+03	1.51E+06
		356	I 1787	260	× 9	× 16	241.2	1.06E+06	4.70E+03	1.64E+06
		357	I 1864	260	× 9	× 16	248.1	1.17E+06	4.70E+03	1.86E+06
		358	I 1985	260	× 9	× 16	259.0	1.37E+06	4.70E+03	2.25E+06
		359	I 2083	260	× 9	× 16	267.8	1.54E+06	4.70E+03	2.61E+06
		360	I 2154	260	× 9	× 16	274.2	1.67E+06	4.70E+03	2.89E+06
		361	I 2202	260	× 9	× 16	278.5	1.76E+06	4.70E+03	3.08E+06
		362	I 2226	260	× 9	× 16	280.7	1.81E+06	4.70E+03	3.19E+06
		363	I 2229	260	× 9	× 16	280.9	1.81E+06	4.70E+03	3.20E+06
		364	I 2213	260	× 9	× 16	279.5	1.78E+06	4.70E+03	3.13E+06
		365	I 2176	260	× 9	× 16	276.2	1.71E+06	4.70E+03	2.98E+06
		366	I 2121	260	× 9	× 16	271.2	1.61E+06	4.70E+03	2.75E+06
		367	I 2049	260	× 9	× 16	264.7	1.48E+06	4.70E+03	2.48E+06
		368	I 1961	260	× 9	× 16	256.8	1.33E+06	4.70E+03	2.17E+06
		369	I 1856	260	× 9	× 16	247.4	1.16E+06	4.70E+03	1.84E+06
	370	I 1278	260	× 9	× 16	195.3	4.76E+05	4.69E+03	5.99E+05	
	371	I 672	260	× 9	× 16	140.8	1.09E+05	4.69E+03	9.74E+04	
	372	I 493	260	× 9	× 16	124.7	5.47E+04	4.69E+03	4.81E+04	
側縦桁		301	□ - 600	× 111	× 14	× 22	126.7	6.09E+04	1.03E+03	8.22E+04
ブレース		401	L - 90	× 90	× 10		17.0			
剛域		50				10000.0	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	

部材名称	断面番号	断面形状 (mm)	板厚 t (mm)
スキムプレート	500	PL - 13	13.0



図一例 3.1.4 解析モデル

(2) 解析条件

解析に用いたゲート構成部材（鋼材）の物性値を表-例 3.1.3 に示す。

貯水位およびゲートの状態は、ダム本体の照査において考慮した通常時の水位で、最も本ゲートに影響が大きいと考えられる常時満水位における全閉状態とした。

なお、動水圧の影響については、重力式コンクリートダム堤体の 2 次元動的解析（貯水を非圧縮流体と仮定）によって求められた堤体上流面の応答加速度と、貯水池の動水圧マトリックスを用いて動水圧の時刻歴を算出し、それをゲートのスキンプレート面の各節点において、スキンプレート面垂直方向に入力することによって考慮した^{注1)}。

また、解析モデルの境界条件は、ゲートの構造を考慮して表-例 3.1.4 のとおり設定した。

以上の条件のもとで、ゲート支点であるトラニオンピン位置から 2. で設定した入力地震動を入力した^{注2)}。

注 1) 一般にゲートの固有振動周期が堤体の固有振動周期に対して十分短い場合、ゲートの振動によって生じる動水圧がゲートの挙動に及ぼす影響は、近似的に堤体の応答によって生じる動水圧をゲートに対し外力として考慮することで、実用上妥当な精度で評価することができる。なお、堤体およびゲートの固有振動周期は、固有値解析により確認する必要がある。
注 2) 本事例では、解析用プログラムとして汎用有限要素解析コード“ASIST”を用いた。

表-例 3.1.3 ゲート構成部材（鋼材）物性値

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

注 1) モデル化しない部材があることにより合計重量が実際より小さくなるため、合計重量が実際の値に等しくなるよう調整した。
注 2) 鋼材の降伏応力度は、『ダム・堰施設技術基準(案)』に記載されている設計基本強度（安全率を考慮して設計に用いる許容応力度を定める際に基準とされた強度）と同じ値とした。

表-例 3.1.4 解析モデルの境界条件

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

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

注 2) ばね定数： 1.0×10^8 [kN/m]

3.2 固有値解析

本ゲートの周波数応答特性を確認するため、図-例 3.1.4 に示した解析モデルを用いて固有値解析を行った。その結果として、加振方向である上下流方向の変形に着目した場合に主要な振動モードと考えられる振動モードを表-例 3.1.5 に示す。なお、ダム本体に関する地震応答解析の際に実施した固有値解析により得られたダム本体の基本固有振動数（1 次モード）は、4.16Hz（固有周期 0.24sec）であり、本ゲートの固有振動数はダム本体のそれに比べ十分高いことがわかる。

表-例 3.1.5 主な固有振動モード

次数	固有振動数 [Hz]	固有周期 [sec]	有効質量比
1	17.75	0.056	0.090
7	32.15	0.031	0.297
10	39.73	0.025	0.330

3.3 線形動的解析

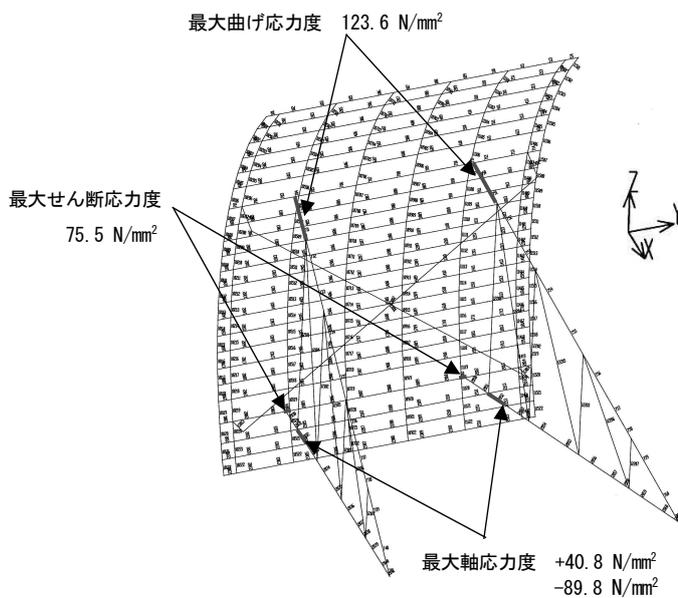
各部材（鋼材）の応力－ひずみ関係を線形として扱う線形動的解析（減衰定数=2%^{注）}により、各部材の応答変位および発生応力の時刻歴を求めた。なお、圧縮力による部材の座屈については考慮しない。

架構部の各構造部材における発生応力について、軸方向、曲げおよびせん断の各応力度についてそれぞれ最大応答が生じた部材の位置とその最大応答値を図一例 3.1.5 に示すが、いずれも表一例 3.1.3 の降伏応力度を下回っている。なお、架構部の各構造部材降伏に対する照査は、以下の(1)に示すように、合成応力度により実施した。

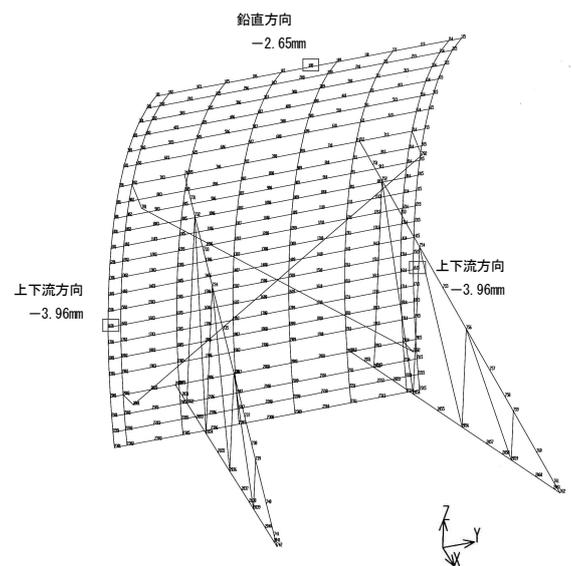
架構部の各構造部材の応答変位について、上下流方向および鉛直方向にそれぞれ最大応答変位が生じた部材の位置とその最大応答値を図一例 3.1.6 に示す。最大値は 4mm 程度（側部戸当たり、上下流方向）である。

スキンプレート部材について、最大の応力が発生した部材の位置と応力値を図一例 3.1.7 に示すが、いずれも表一例 3.1.3 の降伏応力度を下回っている。

注) 構造的に類似すると考えられる道路橋（鋼橋上部構造）の設計基準（『道路橋示方書・同解説』V耐震設計編において示されている線形域での解析用参考値（2～3%））を参考に設定した。

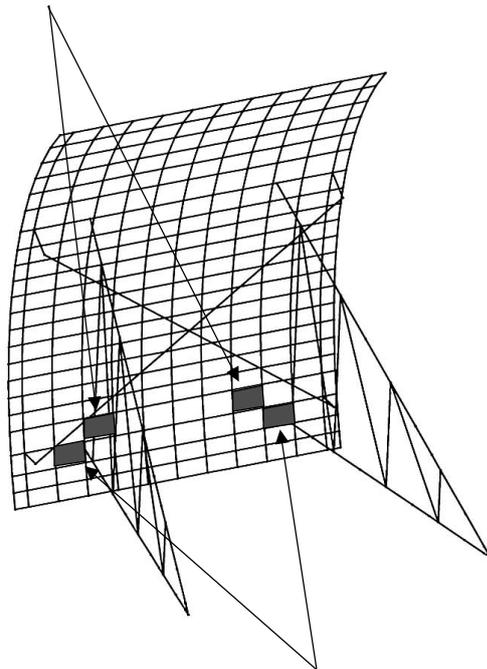


図一例 3.1.5 最大発生応力（架構部）



図一例 3.1.6 最大応答変位（架構部）

最小主応力度 σ_3 -12.9 N/mm²
 最大せん断応力度 τ 7.4N/mm²



最大主応力度 σ_1 7.4 N/mm²

図一例 3.1.7 最大発生応力（スキンプレート）

(1) 降伏に対する照査

各部材の降伏（塑性化）に対する照査は、上記の線形動的解析の結果得られた各部材における発生応力（絶対値の最大値）をもとに次式により部材ごとの合成応力度を算定し、これを表一例3.1.3に示した各部材の降伏応力度と比較することによって行った。なお、部材の降伏応力度は、曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断力が同時に生じることを考慮し、次式により算定した。

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \quad \text{-----} \quad (\text{例}3.1.1)$$

ここに、 σ_g : 合成応力度 [N/mm²]

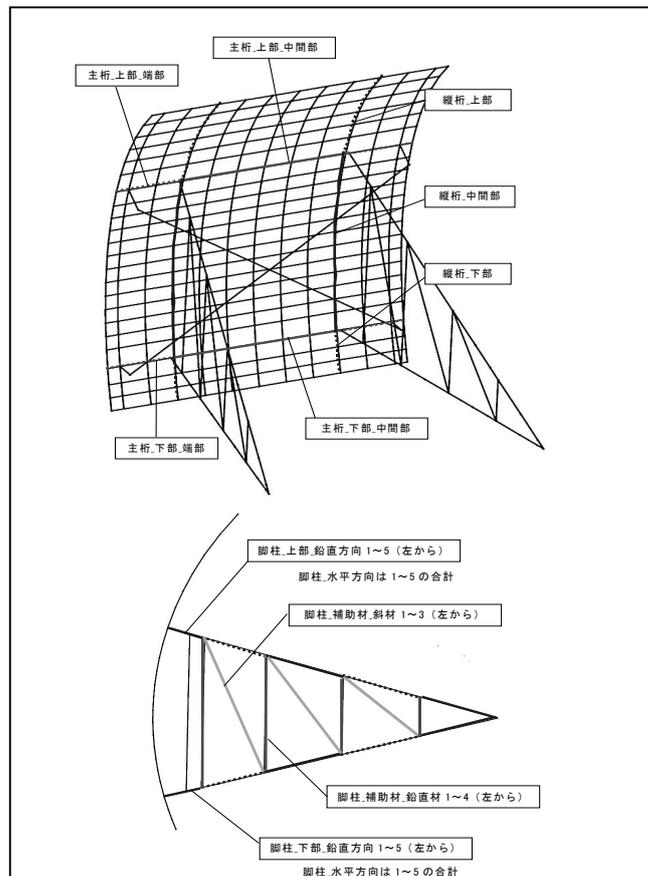
σ_1 : 曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力度（引張を正とする）[N/mm²]

τ : 曲げおよびねじりによるせん断応力度 [N/mm²]

以上による扉体の構成部材の降伏に対する照査結果を表一例3.1.6に示す。各部材の位置は図一例3.1.8に示すとおりである。いずれの部材においても最大発生応力の合成応力度は降伏応力度を下回ることから、圧縮力による座屈を考慮しない場合、本ゲートでは構造部材の降伏（塑性化）が生じるおそれはないものと判断される。

表一例3.1.6 部材の降伏（塑性化）に対する照査結果

部 位			断面形状 (mm)				部材長 (mm)	塑性化の照査		
								降伏応力度 (N/mm ²)	合成応力度 (N/mm ²)	塑性化の 判定
脚柱	上部	水平(強軸)方向	H - 800 × 550 × 36 × 32				13693	235	161	OK
		鉛直(弱軸)方向1	H - 800 × 550 × 36 × 32				1527	235	161	OK
		鉛直(弱軸)方向2	H - 800 × 550 × 36 × 32				2581	235	57	OK
		鉛直(弱軸)方向3	H - 800 × 550 × 36 × 32				3200	235	46	OK
		鉛直(弱軸)方向4	H - 800 × 550 × 36 × 32				3200	235	46	OK
		鉛直(弱軸)方向5	H - 800 × 550 × 36 × 32				3185	235	50	OK
	下部	水平(強軸)方向	H - 800 × 550 × 36 × 32				13693	235	187	OK
		鉛直(弱軸)方向1	H - 800 × 550 × 36 × 32				1527	235	187	OK
		鉛直(弱軸)方向2	H - 800 × 550 × 36 × 32				2581	235	112	OK
		鉛直(弱軸)方向3	H - 800 × 550 × 36 × 32				3200	235	113	OK
		鉛直(弱軸)方向4	H - 800 × 550 × 36 × 32				3200	235	94	OK
		鉛直(弱軸)方向5	H - 800 × 550 × 36 × 32				3185	235	92	OK
	補助材	鉛直材1	H - 776 × 150 × 9 × 12				6576	235	52	OK
		鉛直材2	H - 776 × 150 × 9 × 12				5181	235	19	OK
		鉛直材3	H - 776 × 150 × 9 × 12				3451	235	23	OK
		鉛直材4	PL - 720		32		1722	235	12	OK
斜材1		H - 776 × 150 × 9 × 12				6382	235	12	OK	
斜材2		H - 776 × 150 × 9 × 12				5303	235	9	OK	
斜材3		H - 776 × 150 × 9 × 12				4023	235	7	OK	
主桁	上部	端部	H - 1800 × 400 × 19 × 22				2050	235	101	OK
		中間部	H - 1800 × 400 × 19 × 22				5500	235	89	OK
	下部	端部	H - 1800 × 400 × 19 × 22				2050	235	162	OK
		中間部	H - 1800 × 400 × 19 × 22				5500	235	177	OK
縦桁	上部	I - 1800 × 260 × 9 × 16				5734	235	38	OK	
	中間部	I - 1800 × 260 × 9 × 16				7496	235	145	OK	
	下部	I - 1800 × 260 × 9 × 16				1518	235	125	OK	



図一例3.1.8 照査部材位置

(2) 座屈に対する照査

①全体座屈に対する照査

各部材の全体座屈に対する照査は、線形動的解析の結果得られた各部材の応答値（絶対値の最大値）をもとに式（例3.1.1）により部材ごとの合成応力度を算定し、これを式（例3.1.2）により算定される各部材の限界座屈応力度^注および式（例3.1.3）により算定される横倒れ座屈応力度^注と比較することによって行った。なお、合成応力度の算定に用いる各部材の軸方向応力は、部材の座屈は圧縮力によって生じることから圧縮応力の最大値とした。

注) 『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されている基準耐荷力曲線に基づくもので、安全率を考慮して許容軸方向圧縮応力度および許容曲げ圧縮応力度を定める際に基準とされた座屈応力度。

（限界座屈応力度 σ_{cr1} ）

$$\sigma_{cr1} = \bar{\sigma} \cdot \sigma_y \quad \text{-----} \quad \text{(例3.1.2)}$$

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

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

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

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

（横倒れ座屈応力度 σ_{cr2} ）

$$\sigma_{cr2} = \bar{\sigma} \cdot \sigma_y \quad \text{-----} \quad \text{(例3.1.3)}$$

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

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

σ_{cr2} ：基準耐荷力曲線に基づく横倒れ座屈応力度[N/mm²]、 σ_y ：材料の降伏応力度、 E ：弾性係数、 b_{fl} ：圧縮フランジの幅[mm]、 l ：圧縮フランジの座屈に対する固定点間距離[mm]、 A_w ：ウェブ断面積[cm²]、 A_c ：圧縮フランジの断面積[cm²]

②局部座屈に対する照査

局部座屈に対する照査は、各部材のフランジ・ウェブが降伏応力度に達するまで局部座屈を生じないような部材寸法であるかをフランジ・ウェブの幅厚比、垂直補剛板の幅・板厚・設置間隔・断面二次モーメントおよび水平補剛板の断面二次モーメントの値を設計基準値^注と比較し、これを満足しているかを確認することによって行った。なお、部材寸法が設計基準値を満足していない場合においても、発生する応力が部材の局部座屈応力度より小さければ局部座屈は生じないことから、部材の局部座屈応力度と応答応力度の比較も実施した。

注) 『ダム・堰施設技術基準（案）』に示されている部材の設計に関する例示仕様を参照した。

以上の方法による各部材の座屈に対する照査結果として、全体座屈に関するものを表一例3.1.7、また局部座屈に関するものを表一例3.1.8に示す。

表一例3.1.7 全体座屈に対する照査結果

部 位		断面形状 (mm)				部材長 (mm)	全体座屈の照査				全体座屈の 判定		
							限界座屈応力度		横倒れ 座屈応力度 (N/mm ²)	合成応力度 (N/mm ²)			
		弱軸 (N/mm ²)	強軸 (N/mm ²)	H	B		TW	TF					
脚柱	上部	水平(強軸)方向	H - 800	× 550	× 36	× 32	13693	-	213	-	161	OK	
		鉛直(弱軸)方向1	H - 800	× 550	× 36	× 32	1527	235	-	235	161	OK	
		鉛直(弱軸)方向2	H - 800	× 550	× 36	× 32	2581	235	-	235	57	OK	
		鉛直(弱軸)方向3	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	231	-	235	46	OK	
		鉛直(弱軸)方向4	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	231	-	235	46	OK	
	下部	鉛直(弱軸)方向5	H - 800	× 550	× 36	× 32	3185	231	-	235	50	OK	
		水平(強軸)方向	H - 800	× 550	× 36	× 32	13693	-	213	-	187	OK	
		鉛直(弱軸)方向1	H - 800	× 550	× 36	× 32	1527	235	-	235	187	OK	
		鉛直(弱軸)方向2	H - 800	× 550	× 36	× 32	2581	235	-	235	112	OK	
		鉛直(弱軸)方向3	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	231	-	235	113	OK	
	補助材	鉛直材1	鉛直(弱軸)方向4	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	231	-	235	94	OK
			鉛直(弱軸)方向5	H - 800	× 550	× 36	× 32	3185	231	-	235	92	OK
			鉛直材1	H - 776	× 150	× 9	× 12	6576	27	228	50	31	NG ^{注)}
			鉛直材2	H - 776	× 150	× 9	× 12	5181	42	235	93	19	OK
			鉛直材3	H - 776	× 150	× 9	× 12	3451	80	235	147	23	OK
主桁	上部	鉛直材4	PL - 720			32	1722	48	235	-	12	OK	
		斜材1	H - 776	× 150	× 9	× 12	6382	29	229	56	5	OK	
		斜材2	H - 776	× 150	× 9	× 12	5303	40	235	89	5	OK	
	下部	斜材3	H - 776	× 150	× 9	× 12	4023	63	235	129	1	OK	
		端部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	2050	-	-	-	-	-	
		中間部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	5500	-	-	-	-	-	
	縦桁	端部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	2050	-	-	-	-	-	
		中間部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	5500	-	-	-	-	-	
		下部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	5500	-	-	-	-	-	
	縦桁	上部	I - 1800	× 260	× 9	× 16	5734	-	-	-	-	-	
		中間部	I - 1800	× 260	× 9	× 16	7496	-	-	-	-	-	
		下部	I - 1800	× 260	× 9	× 16	1518	-	-	-	-	-	

注) 脚柱補剛材(鉛直材1)については、発生応力度の最大値を用いて算定した合成応力度は限界座屈応力度を超えるものとなったが、軸圧縮応力が最大になる時刻における合成応力度により再照査した結果、全体座屈が生じるおそれはないと判断した。

表一例3.1.8 局部座屈に対する照査結果^{注)}

部 位		断面形状 (mm)				部材長 (mm)	局部座屈の判定								
							フランジ 板厚	ウェブ 板厚	垂直補剛 材間隔	垂直補剛 材板厚	垂直補剛 材幅	垂直補剛材 断面二次 モーメント	水平補剛材 断面二次 モーメント		
脚柱	上部	水平(強軸)方向	H - 800	× 550	× 36	× 32	13693	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向1	H - 800	× 550	× 36	× 32	1527	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向2	H - 800	× 550	× 36	× 32	2581	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向3	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向4	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	OK	OK	-	-	-	-	-	
	下部	鉛直(弱軸)方向5	H - 800	× 550	× 36	× 32	3185	OK	OK	-	-	-	-	-	
		水平(強軸)方向	H - 800	× 550	× 36	× 32	13693	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向1	H - 800	× 550	× 36	× 32	1527	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向2	H - 800	× 550	× 36	× 32	2581	OK	OK	-	-	-	-	-	
		鉛直(弱軸)方向3	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	OK	OK	-	-	-	-	-	
	補助材	鉛直材1	鉛直(弱軸)方向4	H - 800	× 550	× 36	× 32	3200	OK	OK	-	-	-	-	-
			鉛直(弱軸)方向5	H - 800	× 550	× 36	× 32	3185	OK	OK	-	-	-	-	-
			鉛直材1	H - 776	× 150	× 9	× 12	6576	OK	OK	-	-	-	-	-
			鉛直材2	H - 776	× 150	× 9	× 12	5181	OK	OK	-	-	-	-	-
			鉛直材3	H - 776	× 150	× 9	× 12	3451	OK	OK	-	-	-	-	-
主桁	上部	鉛直材4	PL - 720			32	1722	OK	OK	-	-	-	-	-	
		斜材1	H - 776	× 150	× 9	× 12	6382	OK	OK	-	-	-	-	-	
		斜材2	H - 776	× 150	× 9	× 12	5303	OK	OK	-	-	-	-	-	
	下部	斜材3	H - 776	× 150	× 9	× 12	4023	OK	OK	-	-	-	-	-	
		端部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	2050	OK	OK	OK	-	-	-	-	
		中間部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	5500	OK	OK	OK	-	-	-	-	
	縦桁	端部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	2050	OK	OK	OK	-	-	-	-	
		中間部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	5500	OK	OK	OK	-	-	-	-	
		下部	H - 1800	× 400	× 19	× 22	5500	OK	OK	OK	-	-	-	-	
	縦桁	上部	I - 1800	× 260	× 9	× 16	5734	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		中間部	I - 1800	× 260	× 9	× 16	7496	OK	OK	NG	OK	OK	OK	OK	
		下部	I - 1800	× 260	× 9	× 16	1518	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

注) 局部座屈の判定は、『ダム・堰施設技術基準(案)』に示されている部材の設計に関する例示仕様を満足する部材、および同例示仕様を満足しない部材のうち『ダム・堰施設技術基準(案)』の局部座屈応力度を超えないことが確認できた部材について、座屈を生じる恐れはないと判断した。

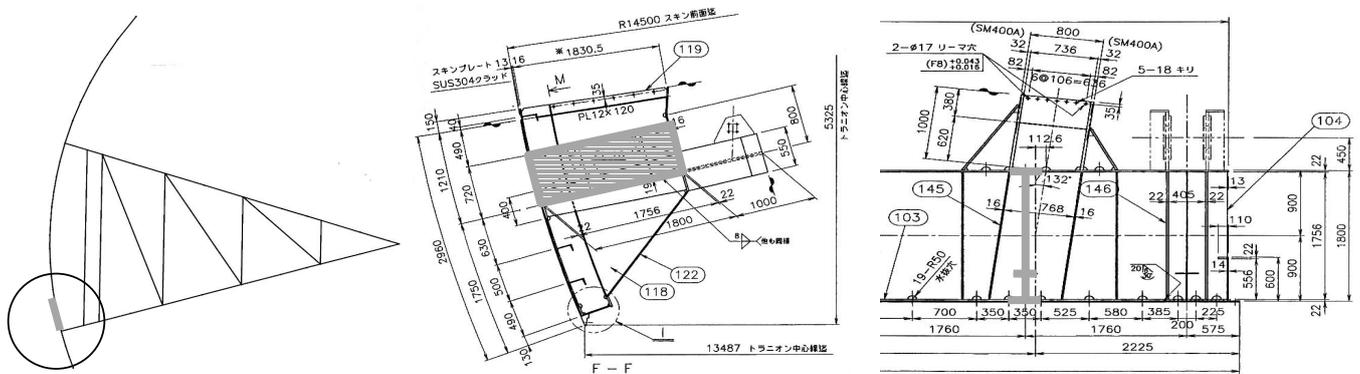
表一例3.1.7より、合成応力度が限界座屈および横倒れ座屈に対する座屈応力度を上回る部材はなく、各部材とも全体座屈が生じるおそれはないと考えられる。

また、表一例3.1.8より、ほとんどの部材で局部座屈が生じるおそれはないが、縦桁中間部の部材の一部（図一例3.1.9）で垂直補剛材間隔が設計基準値に対して不足している箇所がある。ただし、この箇所についても、以下の理由から、耐震性能上問題となる座屈が生じる可能性は低いと考えられる。

- ① 垂直補剛材間隔の不足により局部座屈を生じる可能性のある部材は1部材に限られ、また、主要構造部材ではなく補助構造部材であるため、局部座屈が生じても全体構造の安定性には問題を生じるおそれはないこと。
- ② 該当する箇所は、図一例3.1.9に示すとおり、脚柱、主桁、スキンプレート等が接する箇所であるため剛性が高く、局部座屈により全体座屈が生じる可能性は低いと考えられること。

以上より、本ゲートでは座屈に対する安全性は確保されると判断される。^{注)}

注) 本事例では、座屈に対する問題は生じない結果となったが、補助構造部材の一部で座屈が生じるおそれのある場合は、座屈のおそれがある部材における圧縮耐力の低下を考慮する等、座屈の影響を考慮して再度動的解析を実施し、各部材について同様の評価を行う必要がある。



(a) 部材位置 (b) 細部構造拡大(側面) (c) 細部構造拡大(平面)

図一例3.1.9 垂直補剛材の間隔が不足する部材

(3) 線形動的解析結果のまとめ

線形動的解析結果に基づく以上の検討により、本ゲートにおいては、解析モデルにおいて考慮した構造部材（脚柱、縦桁、横桁等の主要構造部材および脚間材等の補助構造部材）において、レベル2地震動に対しても座屈に対する安全性は確保され、また部材の降伏により塑性化が生じるおそれはないと判断される。

3.4 動的解析においてモデル化していない部材の照査

引き続き、上述の動的解析において考慮していない部材（非モデル化部材）について照査を行う。

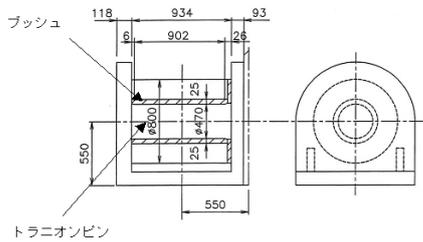
脚柱反力を受けるトラニオンとこれを基礎コンクリートに伝達するアンカレッジにより構成される扉体の固定部の部材については、線形動的解析において境界条件としては考慮したが、直接その部材をモデル化していない。このため、線形動的解析で得られた当該部材位置での最大支点反力を外力として考慮し、『ダム・堰施設技術基準（案）』に準拠した構造計算によりこれら部材の照査を行った。

また、扉体戸当たり部の最大応答変位から水密性の照査を行った。

(1) 固定部の照査

① トラニオンの照査

本ゲートにおけるトラニオンの構造および照査結果をそれぞれ図一例3.1.10および表一例3.1.9に示す。照査は、トラニオンピンの曲げおよびせん断応力度とブッシュの作用面圧力について行った。その結果、いずれも許容値（降伏応力度または降伏面圧）を下回る値となった。したがって、トラニオンにおいて問題となる損傷が生じるおそれはないと考えられる。



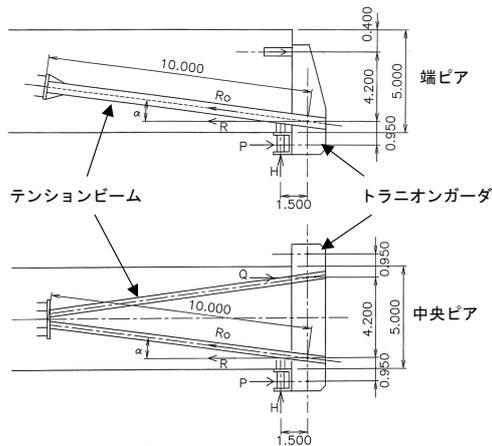
図一例3.1.10 トラニオンの構造

表一例3.1.9 トラニオン部の照査結果

項目		備考	
部材	材質	SUS630H1150	
	降伏曲げ圧縮応力度 kN/m^2	σ_y	740,000
	降伏せん断応力度 kN/m^2	τ_y	427,200
ピン	ブッシュ降伏面圧 kN/m^2	f_y	46,000
	作用荷重	P	7,339
	曲げモーメント	M	1,103
ブッシュ	曲げ応力度 kN/m^2	σ	108,183 < σ_y 740,000
	せん断応力度 kN/m^2	τ	45,121 < τ_y 427,200
ブッシュ	作用荷重	P	7,339
	作用面圧力 kN/m^2	σ_p	17311.4 < f_y 46,000

②アンカレッジの照査

本ゲートにおけるアンカレッジの構造および照査結果をそれぞれ図一例3.1.11および表一例3.1.10に示す。照査は、トラニオンガーダの曲げおよびせん断応力度、テンションビームの引張応力度、門柱（ピア）部基礎コンクリートのコンクリート支圧応力について行った。その結果、いずれも許容値（鋼部材については降伏応力度、基礎コンクリート支圧応力については限界支圧応力度）を下回る値となった。したがって、アンカレッジにおいて問題となる損傷が生じるおそれはないと考えられる。



図一例3.1.11 アンカレッジの構造

表一例3.1.10 アンカレッジの照査結果

項目		備考	
部材	・トラニオンガーダ		
	材質	SS400	
	降伏曲げ圧縮応力度 kN/m^2	σ_y	235,000
	降伏せん断応力度 kN/m^2	τ_y	135,000
	・テンションビーム		
	材質	SM400	
基礎コンクリート	降伏引張応力度 kN/m^2	σ_{ty}	235,000
	・基礎コンクリート $f_{ck}=21\text{N/mm}^2$		
	許容支圧応力度 kN/m^2	σ_{ca}	5,900
	限界支圧応力度 kN/m^2	f_{ak}	39,000
トラニオンガーダ	作用荷重	P	7,339
	曲げモーメント	M	6,972
	曲げ応力度 kN/m^2	σ	75,670 < σ_y 235,000
テンションビーム	せん断応力度 kN/m^2	τ	73,504 < τ_y 135,000
	作用荷重	R0	9,138
基礎コンクリート	引張応力度 kN/m^2	σ_t	115,377 < σ_{ty} 235,000
	・中央ピア		
	作用荷重	P	7,339
	コンクリート支圧応力 kN/m^2	f_c	5,170 < f_{ak} 39,000
基礎コンクリート	・端部ピア		
	作用荷重	P	1,660
基礎コンクリート	コンクリート支圧応力 kN/m^2	f_c	6,431 < f_{ak} 39,000

(2)戸当たり水密部の照査

本ゲートでは、扉体側部および下部を水密ゴムにより止水する方式としている。線形動的解析の結果、戸当たり部の最大応答変位は表一例3.1.11に示すとおりであった。

下部戸当たり部は水平面に対し傾斜した形状となっているため、上下流方向変位が大きくなると水密性に問題が生じる可能性がある。しかし、上下流方向の最大応答変位は設計上確保されているつぶれ代(10mm)を下回る値となっており、下部戸当たりの水密性は保持されると考えられる。

側部戸当たりについては、上下流方向、鉛直方向に変位が生じているが水密性に影響を与える方向ではない。ダム軸方向変位については解析において固定条件としているが、地震荷重の作用方向からその変位は僅かであると考えられる。

以上より、本ゲートでは戸当たり部の変位によっても水密性が保持され、貯水機能は十分維持さ

れると考えられる。

表一例3.1.11 戸当たり部の最大応答変位

戸当たり位置	上下流(X)方向	ダム軸(Y)方向	鉛直(Z)方向
下部	3.85mm	— (境界条件：固定)	0.00mm
側部	3.96mm	— (境界条件：固定)	1.93mm

3.4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の検討結果を総合すると、本ゲートでは、レベル2地震動により補助構造部材の一部で局部座屈が生じる可能性があるが、その他の部材の応答は弾性域内にとどまると考えられる。したがって、貯水機能に支障をきたすような損傷が生じるおそれはないと判断される。

【資料 例 3-2】 ローラゲートの照査例

1. ゲート概要

照査対象は、アーチ式コンクリートダム（堤高 140.0m）堤頂部に非常用洪水吐きの主ゲートとして設置されたクレストローラゲートである。その諸元を表-例 3.2.1 に、また構造を図-例 3.2.1 に示す。

表-例 3.2.1 ゲート諸元

純径間	扉高	ゲート敷高 ^{注)}	常時満水位 ^{注)}	開閉方式
10.00m	11.00m	127.00m	137.00m	ワイヤロープ 巻き取り式

注) ダム基礎標高からの高さ

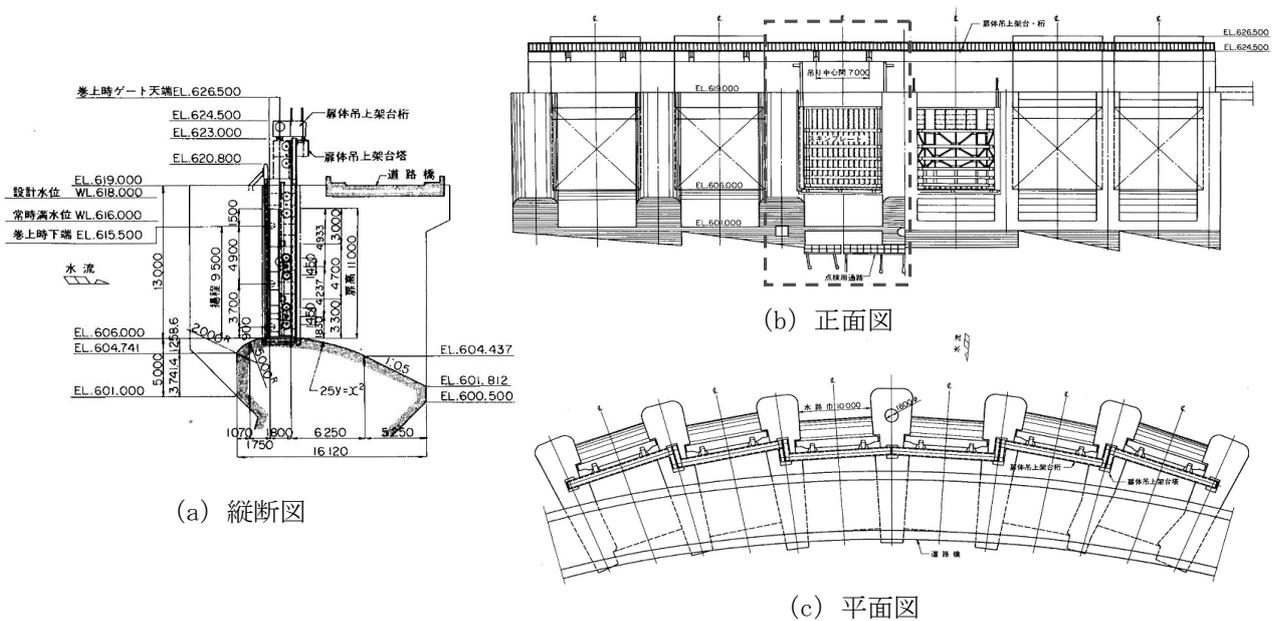


図-例 3.2.1 ゲート構造

2. 照査に用いる地震動^{注)}

当該ダム地点において設定されたレベル2地震動に対するダム本体の地震応答解析により、当該ゲート設置位置における応答加速度の時刻歴（最大加速度 1,603gal）を求め、それをゲートの照査における入力地震動として用いることとした。入力地震動の加速度時刻歴波形および応答スペクトルをそれぞれ図-例 3.2.2 および図-例 3.2.3 に示す。

注) ゲートの地震応答解析において考慮する入力地震動の成分としては、水平動（上下流方向成分とダム軸方向成分）および上下動（鉛直方向成分）が考えられるが、これまでの検討により、ゲートの地震応答解析では、一般に水平動の上下流方向成分の影響が支配的となることがわかっているため、本資料では堤体応答加速度の上下流方向成分を入力地震動とした場合について示す。

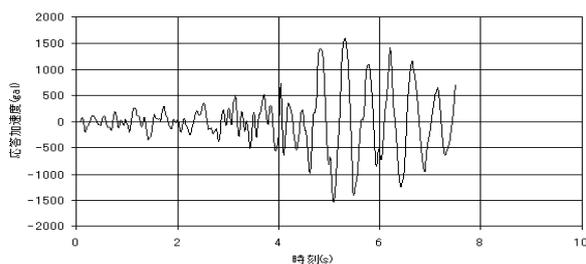


図-例 3.2.2 入力地震動（ゲート位置の応答加速度時刻歴）

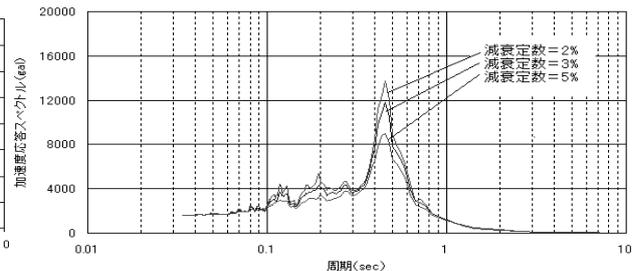


図-例 3.2.3 入力地震動の応答スペクトル

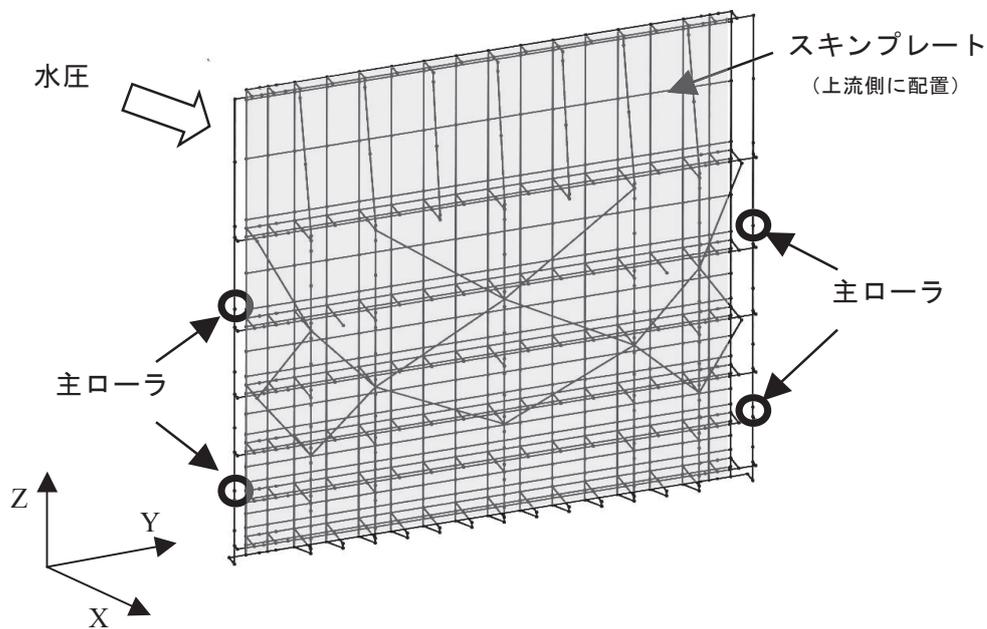
3. 地震応答解析による照査

3.2 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

図一例 3.2.1 に示したゲートの構造および表一例 3.2.2 に示す各部材の部材定数をもとに、図一例 3.2.4 に示すような 3 次元有限要素モデル（骨組みモデル）を作成した。なお、モデル化の対象とした部材は表一例 3.2.2 に示す各部材（架構部の主要構造部材（主桁、端桁）、補助構造部材（縦補助桁、ブレイシング材）、および受圧部スキムプレート）である。その他の部材（主ローラ、フロントローラ、サイドローラ、戸当り部、水密部）については直接モデル化せず、動的解析により得られた反力を用いた構造解析により照査を行うこととした。なお、各ローラについてはその重量を集中荷重として考慮することとした。

以降の検討において、座標軸は、図一例 3.2.4 に示すように上下流方向を X、ダム軸方向を Y、鉛直方向を Z とする。

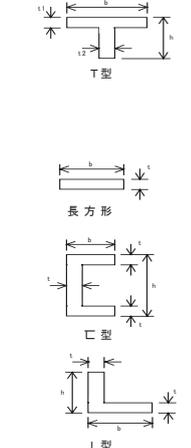
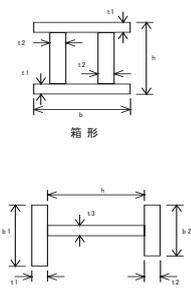


図一例 3.2.4 解析モデル

表一例 3.2.2 部材定数

(a) 部材形状

名称	断面番号	断面形状	断面寸法 (mm)		
縦主桁	1	箱型断面	PL - t1 x b PL - t2 x h	32 x 700 22 x 870	
横主桁①	111	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 250 12 x 728	J端
"	112	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	36 x 230 12 x 728	36 x 250 12 x 497
"	113	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 250 12 x 497	36 x 230 12 x 358
"	114	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	36 x 230 12 x 358	36 x 230
"	115	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	24 x 250 12 x 362	24 x 250 12 x 358
横主桁②	121	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 400 14 x 1128	
"	122	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	36 x 350 14 x 1128	22 x 400 14 x 1156
"	123	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 350 14 x 1156	22 x 400 14 x 1001
"	124	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	22 x 400 14 x 1156	22 x 400 14 x 1001
"	125	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	22 x 400 18 x 1001	22 x 350 18 x 826
横主桁③	131	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 400 14 x 1128	
"	132	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	36 x 350 14 x 1128	22 x 400 22 x 1156
"	133	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 350 14 x 1156	22 x 400 14 x 1001
"	134	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	22 x 400 22 x 1156	22 x 400 22 x 1001
"	135	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	22 x 350 18 x 1001	22 x 350 18 x 826
横主桁④⑤	141	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 400 14 x 1128	
"	142	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	36 x 350 14 x 1128	22 x 400 14 x 1156
"	143	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	36 x 350 14 x 1156	22 x 400 14 x 1001
"	144	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	22 x 400 14 x 1156	22 x 400 14 x 1001
"	145	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	22 x 350 18 x 1001	22 x 350 18 x 826
横主桁⑥	161	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	28 x 400 12 x 1144	
"	162	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	28 x 350 12 x 1144	18 x 400 12 x 1144
"	163	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	28 x 400 12 x 1164	18 x 400 12 x 1009
"	164	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	18 x 400 12 x 1164	18 x 400 12 x 1009
"	165	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	18 x 350 16 x 1109	18 x 350 16 x 834
横主桁⑦	171	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	40 x 400 16 x 1120	
"	172	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	40 x 350 16 x 1120	26 x 400 16 x 1148
"	173	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	40 x 350 16 x 1148	26 x 350 16 x 993
"	174	I型	Flg PL - t2 x b2 Web PL - t3 x h	26 x 400 16 x 1148	26 x 400 16 x 993
"	175	I型	Flg PL - t1 x b1 Web PL - t3 x h	26 x 350 20 x 993	26 x 350 20 x 818
戸当り桁	181	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	24 x 300 32 x 224	
縦桁	311	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 90 12 x 350	
"	312	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 250 12 x 250	
"	321	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 90 12 x 300	
"	322	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 90 12 x 300	
"	323	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 150 12 x 150	
"	324	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 150 12 x 300	
"	331	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 90 12 x 350	
"	332	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 90 12 x 350	
"	333	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 150 16 x 350	
"	334	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	16 x 150 16 x 350	
"	351	T型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	12 x 280 12 x 350	
戸当り付近	361	長方形	PL - t x b	9 x 150	
縦桁	370	I型	Flg PL - t1 x b Web PL - t2 x h	200 x 90 x 8	
トラス材	400	L型	L - h x b x t	175 x 175 x 12	
仮設横桁	800				
仮設縦桁	850				
剛域	900				
スキンプレート	600	板厚 t (mm)			
		13			

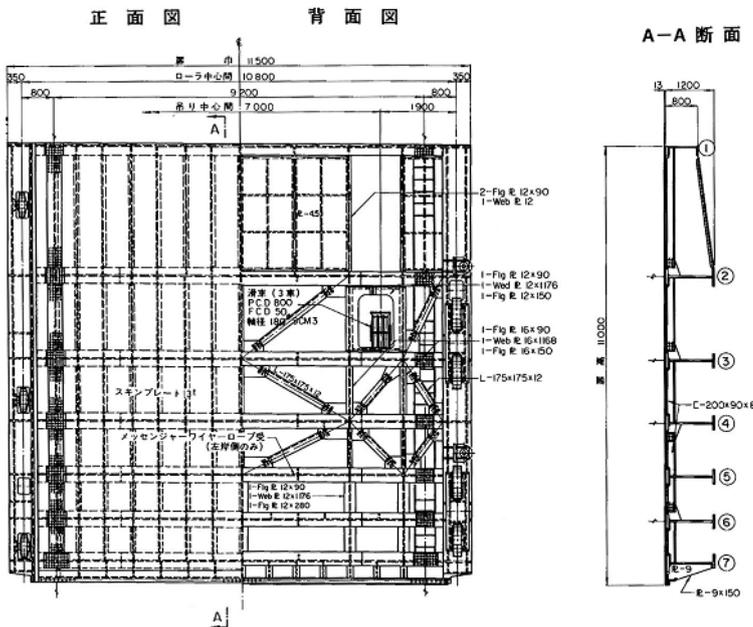


注1) 各部材の位置は右下の参考図を参照
 注2) 横主桁のI型断面について、I端の値のみ示した部材はI端からJ端で断面は一定。I端・J端とも示した部材は両端間で断面が一樣変化。

表一例 3.2.2 部材定数

(b) 断面定数

名称	断面形状	断面番号	断面積		断面 2 次モーメント		ねじり定数 J(Ix) [cm ⁴]
			A [cm ²]	Iy [cm ⁴]	Iz [cm ⁴]		
縦主桁	箱型断面	1	802.6	9.79E+05	3.87E+05	6.12E+05	
横主桁①	I型	111	260.2	1.47E+04	2.91E+05	7.88E+02	
〃	I型	112	246.3	1.39E+04	2.13E+05	7.82E+02	
〃	I型	113	223.2	1.26E+04	9.99E+04	7.71E+02	
〃	I型	114	215.8	1.21E+04	7.17E+04	7.67E+02	
〃	I型	115	161.0	9.15E+03	5.30E+04	2.43E+02	
横主桁②	I型	121	427.9	3.58E+04	1.08E+06	1.27E+03	
〃	I型	122	371.8	2.82E+04	8.97E+05	7.71E+02	
〃	I型	123	326.8	2.21E+04	7.51E+05	3.72E+02	
〃	I型	124	316.0	2.21E+04	6.50E+05	3.65E+02	
〃	I型	125	329.4	2.21E+04	4.81E+05	4.44E+02	
横主桁③	I型	131	427.9	3.21E+04	1.08E+06	1.27E+03	
〃	I型	132	463.2	2.52E+04	9.97E+05	1.07E+03	
〃	I型	133	419.3	1.97E+04	8.55E+05	6.77E+02	
〃	I型	134	402.3	1.97E+04	7.35E+05	6.49E+02	
〃	I型	135	329.4	1.96E+04	4.81E+05	4.44E+02	
横主桁④⑤	I型	141	427.9	3.21E+04	1.08E+06	1.27E+03	
〃	I型	142	371.8	2.52E+04	8.97E+05	7.71E+02	
〃	I型	143	326.8	1.96E+04	7.51E+05	3.72E+02	
〃	I型	144	316.0	1.96E+04	6.50E+05	3.65E+02	
〃	I型	145	329.4	1.96E+04	4.81E+05	4.44E+02	
横主桁⑥	I型	161	347.3	2.50E+04	8.69E+05	6.15E+02	
〃	I型	162	306.9	2.00E+04	7.35E+05	3.91E+02	
〃	I型	163	274.7	1.60E+04	6.28E+05	2.13E+02	
〃	I型	164	265.4	1.60E+04	5.43E+05	2.08E+02	
〃	I型	165	282.4	1.61E+04	4.07E+05	2.72E+02	
横主桁⑦	I型	171	479.2	3.99E+04	1.19E+06	1.75E+03	
〃	I型	172	423.4	3.22E+04	1.02E+06	1.11E+03	
〃	I型	173	378.7	2.61E+04	8.72E+05	5.96E+02	
〃	I型	174	366.3	2.61E+04	7.54E+05	5.86E+02	
〃	I型	175	376.1	2.61E+04	5.53E+05	6.81E+02	
戸当り桁	T型	181	136.0	5.85E+03	6.42E+03	3.57E+02	
縦桁	T型	311	39.4	2.57E+03	7.63E+01	1.89E+01	
〃	T型	312	39.4	2.57E+03	7.63E+01	1.89E+01	
〃	T型	321	45.4	4.24E+03	7.70E+01	2.18E+01	
〃	T型	322	45.4	4.24E+03	7.70E+01	2.18E+01	
〃	T型	323	40.6	1.67E+03	3.40E+02	1.95E+01	
〃	T型	324	52.6	5.05E+03	3.42E+02	2.52E+01	
〃	T型	331	51.4	6.47E+03	7.78E+01	2.47E+01	
〃	T型	332	51.4	6.47E+03	7.78E+01	2.47E+01	
〃	T型	333	67.8	8.44E+03	1.09E+02	5.79E+01	
〃	T型	334	77.4	1.00E+04	4.61E+02	6.61E+01	
〃	T型	351	74.2	9.49E+03	2.20E+03	3.56E+01	
戸当り付近 縦桁	長方形 C型	361 370	13.5 29.1	9.11E-01 1.74E+03	2.53E+02 2.20E+02	3.51E+00 6.21E+00	
トラス材	L型	400	40.6	1.21E+03	1.21E+03	1.95E+01	
仮想横桁		800	-	-	-	-	
仮想縦桁		850	-	-	-	-	
剛域		900	-	-	-	-	
			t(mm)				
スキンプレート		600	13.000				



(参考図)

(2) 解析条件

解析に用いたゲート構成部材（鋼材）の物性値を表-例 3.2.3 に示す。貯水位およびゲートの状態は、ダム本体の照査において考慮した通常時の水位で、最も本ゲートに影響が大きいと考えられる常時満水位における全閉状態とした。動水圧の影響は、貯水を圧縮性流体としてモデル化して実施したアーチダム堤体の3次元動的解析によって求められたゲート設置位置における動水圧の時刻歴を、ゲートのスキンプレート面の各節点に対し、スキンプレート面直角方向に入力することによって考慮した^{注1)}。

解析モデルの境界条件は、ゲートの構造を考慮して表-例 3.2.4 のとおり設定した。

以上の条件のもとで、ゲート支点である主ローラ位置から 2. で設定した入力地震動を入力した^{注2)}。

注1) 一般にゲートの固有振動周期が堤体の固有振動周期に対して十分短い場合、ゲートの振動によって生じる動水圧がゲートの挙動に及ぼす影響は、堤体の応答のみによって生じる動水圧をゲートに作用する外力とする方法により、実用上妥当な精度で評価することができると思われる。なお、堤体およびゲートの固有振動周期は、固有値解析により確認する必要がある。

注2) 本事例では、解析用プログラムとして汎用有限要素解析コード“ASIST”を用いた。

表-例 3.2.3 ゲート構成部材（鋼材）物性値

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

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

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

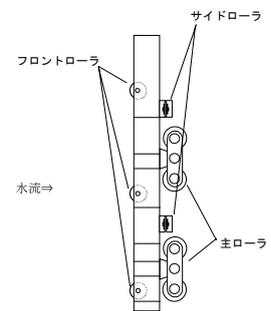
表-例 3.2.4 解析モデルの境界条件

部位 ^{注1)}	変位			回転		
	X軸 方向	Y軸 方向	Z軸 方向	X軸 まわり	Y軸 まわり	Z軸 まわり
主ローラ	非線形ばね ^{注2)}	自由	自由	自由	自由	自由
フロントローラ	非線形ばね ^{注2)}	自由	自由	自由	自由	自由
サイドローラ	自由	剛ばね ^{注3)}	自由	自由	自由	自由
下部戸当たり部	自由	固定	剛ばね ^{注3)}	自由	自由	自由

注1) 各部位の位置は右参考図（側面図）のとおり

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

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



下部戸当たり部

3.2 固有値解析

本ゲートの周波数応答特性を確認するため、図-例3.2.4に示した解析モデルを用いて固有値解析を行った。その結果として、加振方向である上下流方向の変形に着目した場合に主要な振動モードと考えられる振動モードを表-例3.2.5に示す。なお、ダム本体に関する地震応答解析の際に実施した固有値解析により得られたダム本体の基本固有振動数（上下流方向について最も支配的な2次モード）は、3.25Hz（固有周期0.31sec）であり、本ゲートの固有振動数はダム本体に比べ十分高いことがわかる。

表-例3.2.5 主な固有振動モード

次数	固有振動数[Hz]	固有周期[sec]	有効質量比
1	15.53	0.064	0.237
3	26.66	0.038	0.344

3.3 線形動的解析

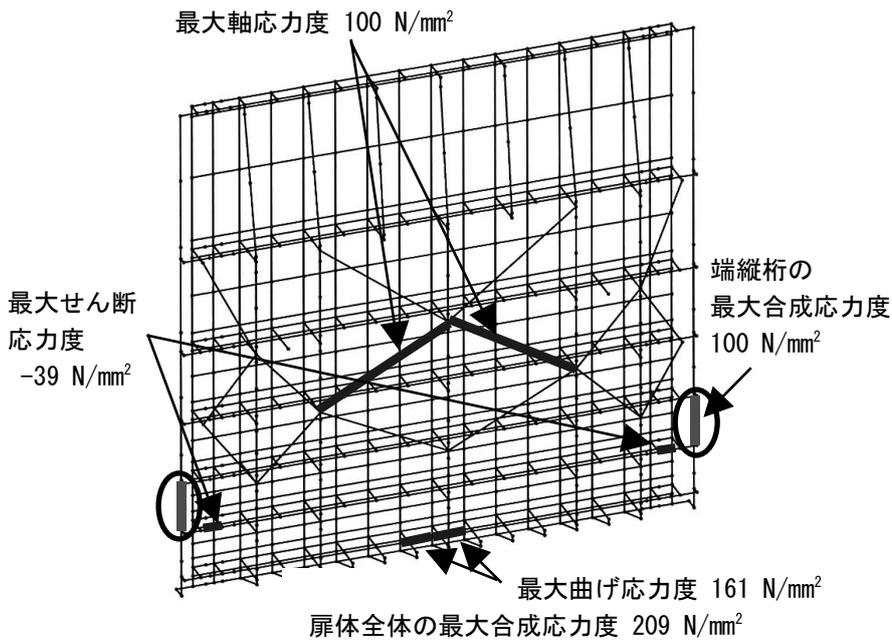
各部材（鋼材）の応力－ひずみ関係を線形として扱う線形動的解析（減衰定数＝2%^{注）}）により、各部材の応答変位および発生応力の時刻歴を求めた。なお、ローラゲートでは構造上、軸圧縮力を受ける部材はないため、軸圧縮力による部材の全体座屈（限界座屈）が生じる可能性を考慮する必要はない。

架構部の各構造部材における発生応力について、軸方向、曲げおよびせん断の各応力度についてそれぞれ最大応答が生じた部材の位置とその最大応答値を図－例 3.2.5 に示す。発生応力はいずれも表－例 3.2.3 の降伏応力度を下回っている。なお、架構部の各構造部材降伏に対する照査は、以下の(1)に示すように、合成応力度により実施した。

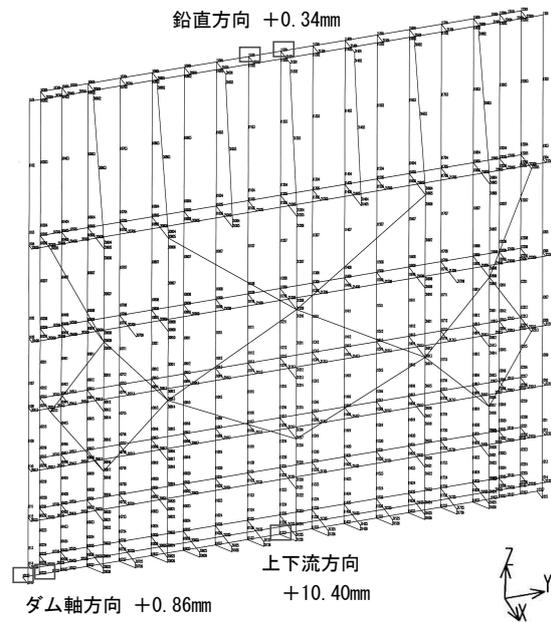
架構部の各構造部材の応答変位について、上下流方向および鉛直方向にそれぞれ最大応答が生じた部材の位置とその最大応答値を図－例 3.2.6 に示すが、応答変位は最大で 10mm（下部戸当たり部、上下流方向）程度である。

スキンプレート部材について、最大の応力が発生した部材の位置と応力値を図－例 3.2.7 に示すが、いずれも表－例 3.2.3 の降伏応力度を下回っている。

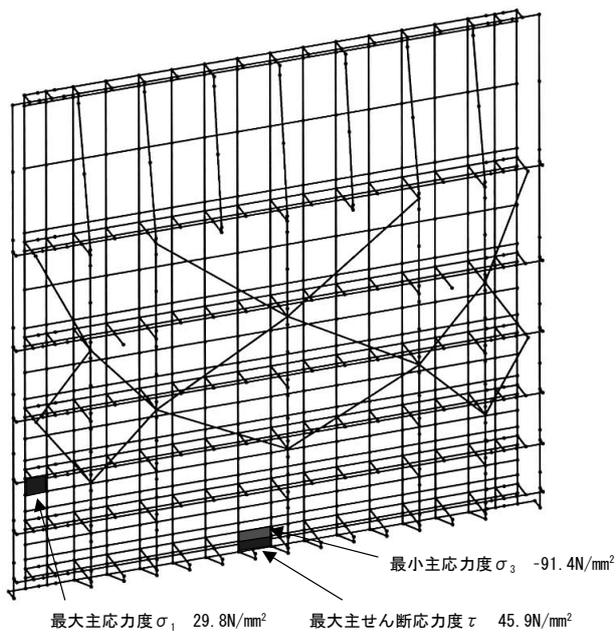
注) 構造的に類似すると考えられる道路橋（鋼橋上部構造）の設計基準（『道路橋示方書・同解説』V 耐震設計編において示されている線形域での解析用参考値（2～3%））を参考に設定した。



図一例 3.2.5 最大発生応力 (架構部)



図一例 3.2.6 最大応答変位 (架構部)



図一例 3.2.7 最大発生応力 (スキンプレート)

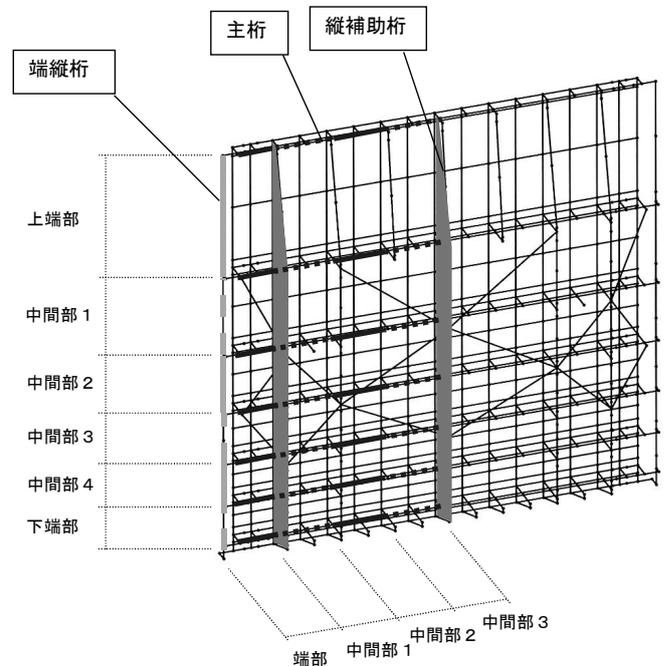
(1) 降伏に対する照査

降伏（塑性化）に対する照査は、上記の線形動的解析の結果得られた各部材の発生応力（絶対値の最大値）をもとに、式（例3.1.1）により、図一例3.2.8に示す各部材（主桁、端桁、縦補助桁、ブレースング材、スキンプレート）ごとの合成応力度を算定し、これを表一例3.2.3に示した各部材の降伏応力度と比較することによって行った。

その結果を表一例3.2.6に示す。表一例3.2.6より、いずれの部材においても最大発生応力の合成応力度は降伏応力度を下回っていることから、本ゲートでは構造部材の降伏（塑性化）が生じるおそれはないものと判断される。

表一例3.2.6 部材の降伏(塑性化)に対する照査結果

部 位	部材長 (mm)	塑性化の照査			部 位	部材長 (mm)	塑性化の照査						
		降伏応力度 (N/mm ²)	部材応答値 照査応力 ^{*1} (N/mm ²)	塑性化の 判定			降伏応力度 (N/mm ²)	部材応答値 照査応力 ^{*1} (N/mm ²)	塑性化の 判定				
主桁	上端部	端部	1000	235	62	OK	縦補助桁	端部上流	上端部	3000	235	22	OK
		中間部1	1350	235	51	OK			中間部1	2100	235	50	OK
		中間部2	1350	235	38	OK			中間部2	1560	235	79	OK
		中間部3	1350	235	37	OK			中間部3	1350	235	58	OK
	中間部1	端部	1000	235	124	OK		中間部4	1120	235	59	OK	
		中間部1	1350	235	127	OK		下端部	1060	235	69	OK	
		中間部2	1350	235	133	OK		端部下流	上端部	3000	235	24	OK
		中間部3	1350	235	133	OK			中間部1	2100	235	68	OK
	中間部2	端部	1000	235	113	OK			中間部2	1560	235	91	OK
		中間部1	1350	235	142	OK			中間部3	1350	235	69	OK
		中間部2	1350	235	162	OK		中間部4	1120	235	106	OK	
		中間部3	1350	235	167	OK		下端部	1060	235	63	OK	
	中間部3	端部	1000	235	139	OK		中間部上流	上端部	3000	235	21	OK
		中間部1	1350	235	171	OK			中間部1	2100	235	67	OK
		中間部2	1350	235	162	OK			中間部2	1560	235	39	OK
		中間部3	1350	235	177	OK			中間部3	1350	235	38	OK
	中間部4	端部	1000	235	175	OK		中間部4	1120	235	31	OK	
		中間部1	1350	235	170	OK		下端部	1060	235	69	OK	
		中間部2	1350	235	181	OK		中間部下流	上端部	3000	235	25	OK
		中間部3	1350	235	193	OK			中間部1	2100	235	94	OK
	中間部5	端部	1000	235	153	OK			中間部2	1560	235	23	OK
		中間部1	1350	235	183	OK			中間部3	1350	235	27	OK
		中間部2	1350	235	188	OK		中間部4	1120	235	41	OK	
		中間部3	1350	235	202	OK		下端部	1060	235	79	OK	
下端部	端部	1000	235	135	OK	端縦桁	上端部	3234	235	15	OK		
	中間部1	1350	235	181	OK		中間部1	2100	235	69	OK		
	中間部2	1350	235	192	OK		中間部2	1560	235	27	OK		
	中間部3	1350	235	209	OK		中間部3	1350	235	36	OK		
端縦桁	上端部	3234	235	15	OK		中間部4	1120	235	99	OK		
	中間部1	2100	235	69	OK		下端部	1060	235	69	OK		
	中間部2	1560	235	27	OK								
	中間部3	1350	235	36	OK								



図一例 3.2.8 照査部材位置

(2) 座屈に対する照査

① 全体座屈に対する照査

前述のように、ローラ形式の本ゲートでは、その構造上、軸方向圧縮力を受ける部材がないことから、限界座屈が生じるおそれはないと判断した。また、主桁、縦桁および端桁は圧縮フランジ側がスキンプレートに直接固定されているため、横倒れ座屈についても生じないものと判断した。

② 局部座屈に対する照査

局部座屈に対する照査は、各部材のフランジ・ウェブが降伏応力度に達するまで局部座屈を生じないような部材寸法であるかをフランジ・ウェブの幅

厚比および垂直補剛板の幅・板厚・設置間隔・断面二次モーメントの値を設計基準値^{注1)}と比較し、これを満足しているかを確認することによって行った。なお、本ゲートの場合、端縦桁および縦補助桁には垂直補剛材を設置していないため、垂直補剛材についての照査は、主桁についてのみ実施した。その結果は表一例3.2.7に示すとおりであり、各部材寸法は設計基準値を満足していることから、局部座屈が生じるおそれはないものと判断した。

表一例3.2.7 局部座屈に対する照査結果

部 位	断面 番号	部材長 (mm)	部材寸法の判定(局部座屈の照査)								
			フランジ 板厚	ウェブ 板厚	垂直補剛 材	垂直補剛材 間隔	垂直補剛材 板厚	垂直補剛材 幅	垂直補剛材 断面二次 モーメント		
主桁	上端部	端部	115	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部1	114	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部2	112	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	中間部1	中間部3	111	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		端部	125	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部1	123	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	中間部2	中間部2	121	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部3	121	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		端部	135	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	中間部3	中間部1	133	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部2	131	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部3	131	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	中間部4	端部	145	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部1	143	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部2	141	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	中間部5	中間部3	141	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		端部	145	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部1	143	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	下端部	中間部2	141	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部3	141	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		端部	165	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部1	163	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部2	161	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
		中間部3	161	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK
	中間部4	175	1000	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK	
	中間部1	173	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK	
	中間部2	171	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK	
	中間部3	171	1350	OK	OK	有り	OK	OK	OK	OK	
	上端部	1	3234	OK	OK	なし	-	-	-	-	
	中間部1	1	2100	OK	OK	なし	-	-	-	-	
端縦桁	中間部2	1	1560	OK	OK	なし	-	-	-	-	
	中間部3	1	1350	OK	OK	なし	-	-	-	-	
	中間部4	1	1120	OK	OK	なし	-	-	-	-	
	下端部	1	1060	OK	OK	なし	-	-	-	-	
	縦補助桁	端部上成	上端部	311	3000	OK	OK	なし	-	-	-
			中間部1	321	2100	OK	OK	なし	-	-	-
中間部2			333	1560	OK	OK	なし	-	-	-	
中間部3			331	1350	OK	OK	なし	-	-	-	
中間部4			331	1120	OK	OK	なし	-	-	-	
端部下成	下端部	331	1060	OK	OK	なし	-	-	-		
	上端部	312	3000	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部1	324	2100	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部2	334	1560	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部3	332	1350	OK	OK	なし	-	-	-		
中間部上成	中間部4	351	1120	OK	OK	なし	-	-	-		
	下端部	351	1060	OK	OK	なし	-	-	-		
	上端部	311	3000	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部1	321	2100	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部2	331	1560	OK	OK	なし	-	-	-		
中間部下成	中間部3	331	1350	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部4	331	1120	OK	OK	なし	-	-	-		
	下端部	331	1060	OK	OK	なし	-	-	-		
	上端部	312	3000	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部1	322	2100	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部2	332	1560	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部3	332	1350	OK	OK	なし	-	-	-		
	中間部4	351	1120	OK	OK	なし	-	-	-		
	下端部	351	1060	OK	OK	なし	-	-	-		

以上より、本ゲートでは座屈に対する安全性は確保されると判断される^{注2)}。

注1) 『ダム・堰施設技術基準(案)』に示されている部材の設計に関する例示仕様を参照した。

注2) 本事例では、座屈に対する問題は生じない結果となったが、補助構造部材の一部で座屈が生じるおそれのある場合は、座屈のおそれがある部材における圧縮耐力の低下を考慮する等、座屈の影響を考慮して再度動的解析を実施し、各部材について同様の評価を行う必要がある。

(3) 線形動的解析結果のまとめ

線形動的解析結果に基づく以上の検討により、本ゲートにおいては、解析モデルにおいて考慮した構造部材において、レベル2地震動に対しても座屈に対する安全性は確保され、また部材の降伏により塑性化が生じるおそれはないと判断される。

3.4 動的解析においてモデル化していない部材の照査

引き続き、動的解析において考慮していない部材（非モデル化部材）について照査を行う。

扉体固定部の各部材（主ローラ、フロントローラ、サイドローラ、戸当り金物部）については、線形動的解析において境界条件としては考慮したが、直接その部材をモデル化していない。このため、線形動的解析で得られた当該部材位置での最大支点反力を外力として考慮し、『ダム・堰施設技術基準（案）』に準拠した構造計算によりこれら部材の照査を行った。また、扉体戸当たり部の最大応答変位から水密部の照査を行った。

(1) 固定部の照査

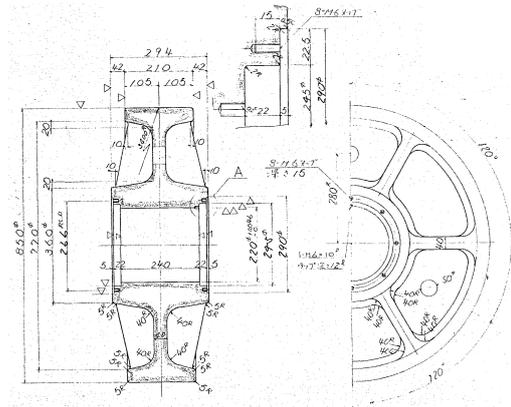
①ローラ部

本ゲートにおける各ローラの構造および照査結果をそれぞれ図一例3.2.9および表一例3.2.8に示す。各ローラの接触応力度、軸受けの面圧、ローラ軸の曲げおよびせん断応力度、また主ローラについてはこれらに加えてロッカービームおよび受台の応力度について照査を行った。その結果、いずれも降伏応力度を下回る値となった。したがって、ローラ部において問題となる損傷が生じるおそれはないと考えられる。

表一例 3.2.8 ローラ部の照査結果

(a) 主ローラ

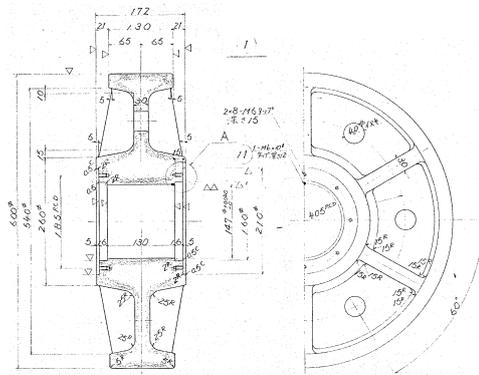
項目		備考	
主ローラ	材質	SCCrM3	
	許容接触応力度	N/mm ²	pa 829
	降伏接触応力度	N/mm ²	py 1,658
	作用荷重	kN	P 2,080
	ヘルツの式による接触 応力度	N/mm ²	p 938 < py 1,658
軸受け	材質	オイレス #500SP	
	軸受け許容面圧	N/mm ²	σ_a 25
	軸受け降伏面圧	N/mm ²	σ_y 49
	作用荷重	kN	P 2,080
	面圧	N/mm ²	σ 46 < σ_y 49
ローラ軸	材質	SF490	
	降伏曲げ応力度	N/mm ²	σ_y 245
	降伏せん断応力度	N/mm ²	τ_y 142
	最大曲げモーメント	kN・mm	M 131,528
	最大せん断力	kN	S 1,040
	曲げ応力度	N/mm ²	σ 195 < σ_y 245
ロッカービーム (中央部)	材質	SC450	
	降伏曲げ応力度	N/mm ²	σ_y 225
	降伏せん断応力度	N/mm ²	τ_y 130
	最大曲げモーメント	kN・mm	M 1,507,638
	最大せん断力	kN	S 2,080
	圧縮線応力度	N/mm ²	σ_c 127 < σ_y 225
ロッカービーム 受台	材質	SC450	
	降伏曲げ応力度	N/mm ²	σ_y 225
	降伏せん断応力度	N/mm ²	τ_y 130
	最大曲げモーメント	kN・mm	M 258,898
	最大せん断力	kN	S 2,080
	引張線応力度	N/mm ²	σ_t 81 < σ_y 225
せん断応力度	N/mm ²	τ 102 < τ_y 130	



(a) 主ローラ

(b) フロントローラ

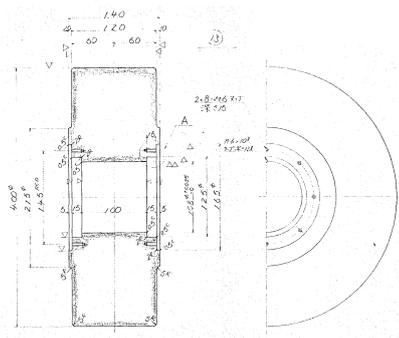
項目		備考	
フロントローラ	材質	SCMn2A	
	許容接触応力度	N/mm ²	pa 603
	降伏接触応力度	N/mm ²	py 1,206
	作用荷重	kN	P 387
	ヘルツの式による接触 応力度	N/mm ²	p 622 < py 1,206
軸受け	材質	オイレス #500SP	
	軸受け許容面圧	N/mm ²	σ_a 25
	軸受け降伏面圧	N/mm ²	σ_y 49
	作用荷重	kN	P 387
	面圧	N/mm ²	σ 24 < σ_y 49
ローラ軸	材質	S45C	
	降伏曲げ応力度	N/mm ²	σ_y 345
	降伏せん断応力度	N/mm ²	τ_y 199
	最大曲げモーメント	kN・mm	M 34,162
	最大せん断力	kN	S 194
	曲げ応力度	N/mm ²	σ 178 < σ_y 345
せん断応力度	N/mm ²	τ 21 < τ_y 199	



(b) フロントローラ

(c) サイドローラ

項目		備考	
サイドローラ	材質	SCMn2A	
	許容接触応力度	N/mm ²	pa 603
	降伏接触応力度	N/mm ²	py 1,206
	作用荷重	kN	P 432
	ヘルツの式による接触 応力度	N/mm ²	p 841 < py 1,206
軸受け	材質	オイレス #500SP	
	軸受け許容面圧	N/mm ²	σ_a 25
	軸受け降伏面圧	N/mm ²	σ_y 49
	作用荷重	kN	P 432
	面圧	N/mm ²	σ 48 < σ_y 49
ローラ軸	材質	SUS304	
	降伏曲げ応力度	N/mm ²	σ_y 200
	降伏せん断応力度	N/mm ²	τ_y 116
	最大曲げモーメント	kN・mm	M 13,296
	最大せん断力	kN	S 216
	曲げ応力度	N/mm ²	σ 186 < σ_y 200
せん断応力度	N/mm ²	τ 45 < τ_y 116	



(c) サイドローラ

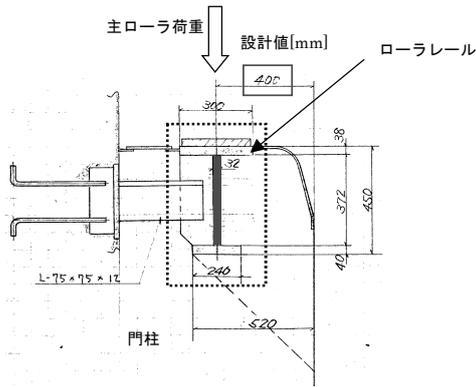
図一例 3.2.9 ローラ部の構造

②戸当たり金物部

戸当たり金物部の構造を図一例 3. 2. 10 に、また照査結果を表一例 3. 2. 9 に示す。基礎コンクリートの支圧力については許容値を下回ったが、主戸当りの門柱側面からローラ中心までの必要距離については、『ダム・堰施設技術基準 (案)』に示された条件を満足しない。また、ローラレールのウェブに生じる局部支圧応力度が部材の降伏応力度を上回ることから、塑性化が生じる可能性があると考えられる。

しかし、以下の理由により本ゲート全体構造の安定性に問題が生じさせるおそれはないと判断した。

- 1)門柱側面からローラ中心までの必要距離についての不足長は 2%程度と小さい。
- 2)ローラレールのウェブについては、部材の周囲を門柱のコンクリートにより覆われており、部材の塑性化が生じた場合にも周辺のコンクリートによって支持されるため、戸当たりが大きく変形 (破損) する等の問題は生じないものと考えられること。



図一例 3. 2. 10 戸当たり金物部の構造

表一例 3. 2. 9 戸当たり金物部の照査結果

項目				備考	
部材	・ローラレール				
	材質	SM400			
	降伏曲げ圧縮応力度	N/mm ²	σ_y		235
	降伏せん断応力度	N/mm ²	τ_y		136
	降伏支圧応力度	N/mm ²	σ_{sy}		353
	・基礎コンクリート				$f_{ck}=18\text{N/mm}^2$
許容支圧応力度	N/mm ²	σ_{ca}	5.4		
	限界支圧応力度	N/mm ²	f_{ak}	36	
ローラ荷重中心までの必要距離	作用荷重	kN	P	2.080	
	門柱側面からローラ荷重中心までの距離	mm	b	400	
	必要距離	mm		> b 400 NG	
ローラレール	作用荷重	kN	P	2.080	
	最大曲げモーメント	N・mm	M	8.32E+08	
	最大支圧応力	N/mm ²	K	5	
	ウェブせん断応力度	N/mm ²	τ_w	87 < τ_y 136	
	ウェブ局部支圧応力度	N/mm ²	σ_b	406 > σ_{sy} 353 NG	
底面フランジ曲げ応力度	N/mm ²	σ_f	128 < σ_y 235		
基礎コンクリート	作用荷重	kN	P	2.080	
	コンクリート支圧応力	N/mm ²	f_c	5 < f_{ak} 36	

(2) 戸当たり水密部の照査

本ゲートの戸当たり部は、扉体側部および下部を水密ゴムにより止水する方式としている。扉体側部および下部戸当たりの最大応答変位は、線形動的解析の結果、表一例 3. 2. 10 に示すとおりであった。

下部戸当たりについては、上下流方向に最大 10mm 程度の変位が生じる可能性があるが、本ゲートでは下部戸当たり金物のフランジ幅が 150mm であることから、扉体の変位が生じた場合にも下部戸当たり部と扉体下端部水密ゴムは密着した状態は維持され、水密性は保持されることが考えられる。

側部戸当たりについては、上下流方向に 2mm 程度の変位が生じる可能性があるが、側部水密ゴムのつぶれ代が 5mm であるので、水密性は保持されることが考えられる。

以上より、本ゲートでは戸当たり部の変位によっても水密性が保持され、貯水機能は十分維持されることが考えられる。

表一例 3. 2. 10 戸当たり部の最大応答変位

戸当たり位置	上下流(X)方向	ダム軸(Y)方向	鉛直(Z)方向
下部	10. 4mm	0. 9mm	0. 0mm
側部	1. 8mm	0. 2mm	0. 2mm

3. 4 地震応答解析による照査結果のまとめ

以上の検討結果を総合すると、本ゲートでは、レベル 2 地震動により戸当たり金物に一部塑性化が生じる可能性があるが、全体構造の安定性に影響を及ぼすおそれはなく、またその他の部材の応答は弾性域内にとどまると考えられる。したがって、貯水機能に支障をきたすような損傷が生じるおそれはないと判断される。

【資料 例 3-3】 取水塔の照査例

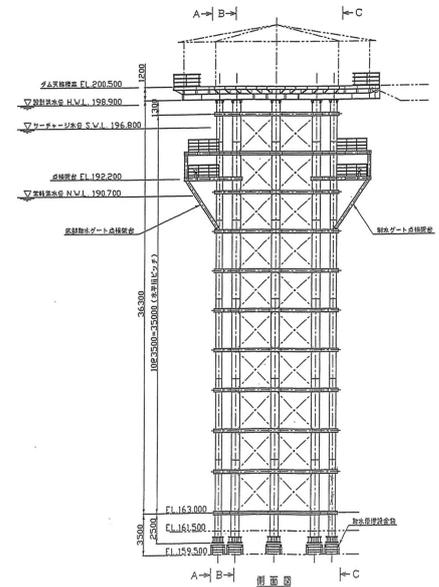
1. 取水塔概要

照査対象は、貯水池内にダム本体とは離れて設置された独立型の鋼製取水塔である。その諸元を表一例 3.3.1に、構造を図一例 3.3.1に示す。

表-例 3.3.1 取水塔諸元

取水塔高さ	41.00m
常時満水位 ^{注)}	31.20m
平面形状	正六角形（1辺 4.50m）
スクリーン設置方式	全面スクリーン （取水塔周りに設置）

注) 取水塔基礎標高からの高さ



図一例 3.3.1 取水塔構造
（側面図）

2. 照査に用いる地震動

本取水塔の設置基礎はダム本体基礎地盤とほぼ同等の岩盤であることから、ダム地点におけるレベル2地震動としてダム本体の照査に用いた地震動と同じ地震動を取水塔照査用の入力地震動（取水塔基礎地盤において考慮するレベル2地震動）とした。

その加速度時刻歴波形および加速度応答スペクトルをそれぞれ図一例 3.3.2および図一例 3.3.3に示す。

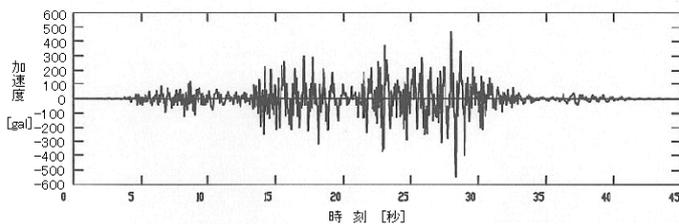


図-例 3.3.2 入力地震動の加速度時刻歴波形

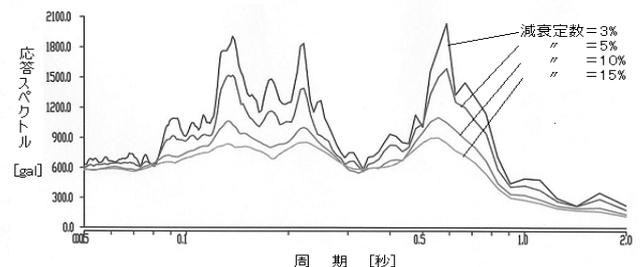


図-例 3.3.3 入力地震動の加速度応答スペクトル

3. 地震応答解析による照査

3.1 解析モデルおよび解析条件

取水塔を構成する各部材（支柱、水平桁、斜材および塔上架台）を対象に、図一例 3.3.4に示すような3次元有限要素モデル（骨組みモデル）を作成した。支柱・水平桁は剛結合、斜材はピン結合とした。取水塔下端はコンクリート基礎に対し剛結合とし、基礎地盤はモデル化していない。取水ゲート、操作室建屋、開閉装置、スクリーン、管理橋等はモデル化せず、その重量を集中荷重または等分布荷重等として考慮した。水位は常時満水位とし、貯水の影響は取水塔内部の水重による慣性力および各部材に作用する動水圧を考慮した。解析に用いた材料物性値を表一例 3.3.2に示す。

以上の条件のもとで、支柱下端から 2. で設定した入力地震動を図一例 3.3.4に示す X 方向^{注1)}に入力した^{注2)}。

注1) 塔上架台の形状を考慮し、構造上最も水平方向地震動の影響が大きいと考えられる方向

注2) 本事例では、解析用プログラムとして汎用有限要素解析コード“ASIST”を用いた。

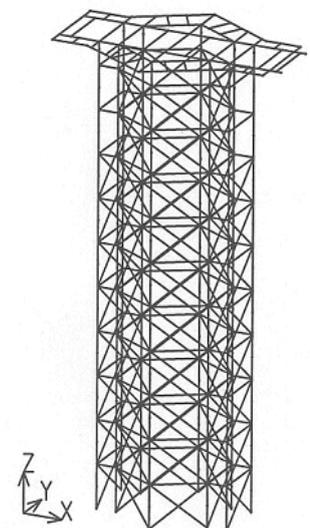


図-例 3.3.4 解析モデル

表-例 3.3.2 取水塔構成部材（鋼材）物性値

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

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

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

3.2 固有値解析

本取水塔の周波数応答特性を確認するため、図-例 3.3.4 に示した解析モデルを用いて固有値解析を行った。構造上、最も影響が大きいと考えられる同図の X 方向の変形に着目した場合に主要な振動モードは、2 次モードおよび 4 次モードであり、固有周期はそれぞれに対して 0.76sec および 0.23sec であった。

3.3 線形動的解析

部材の応力-ひずみ関係を線形とした線形動的解析（減衰定数=3%^{注)}の結果、各部材の応答変位および発生応力の時刻歴を求めた結果、取水塔全体の安定上最も重要な部材と考えられる支柱の全てで降伏点応力を超える応力が発生する可能性があることがわかった。なお、特に支柱の発生応力は基部（下端部材）および頂部（上端部材）において大きくなることから、部材の塑性化は主にこれらの部位で生じると考えられる。また、水平材、斜材、塔上架台の部材の一部でも降伏点応力を超える応力が発生する可能性があるとの結果となった。（図-例 3.3.5 の太線部）なお、最大応答変位は、図-例 3.3.5 に示した A 点において、X 方向に約 210mm であった。

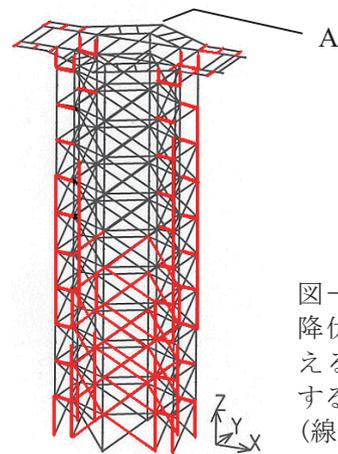


図-例 3.3.5
降伏点応力を超える応力が発生する部材
（線形動的解析）

これらの結果より、引き続き、主要な部材の塑性化を考慮した非線形動的解析による照査を行う必要があると判断した。

注) 構造的に類似すると考えられる道路橋（鋼橋下部構造）の設計基準（『道路橋示方書・同解説』V耐震設計編において示されている解析用の参考値（3~5%））等を参考に設定した。

3.4 非線形動的解析

線形動的解析の結果を踏まえ、取水塔の構造安定上、最も重要な部材である支柱について、その降伏（塑性化）の影響を考慮した照査を行うため、支柱部材の応力-ひずみ関係として、降伏後は剛性が初期剛性（表-例 3.3.2 に示した弾性係数）の 1/100 に低下するものとしたモデル（図-例 3.3.6）を用い、非線形動的解析を実施した。なお、ここでの非線形動的解析の結果は、図-例 3.3.6 の応力-ひずみ関係を用い、平面保持の仮定が成立するとし、軸力の影響を考慮して設定した各部材の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係によって評価することとした。支柱部材で主に塑性化が生じると考えられる基部および頂部の部材についての評価例を図-例 3.3.7 に示す。

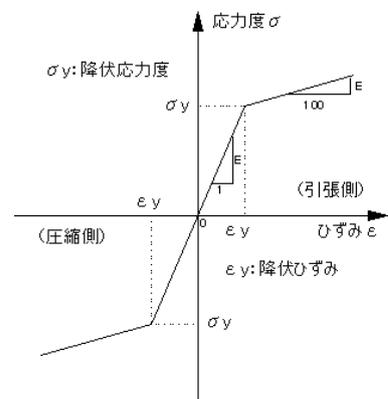
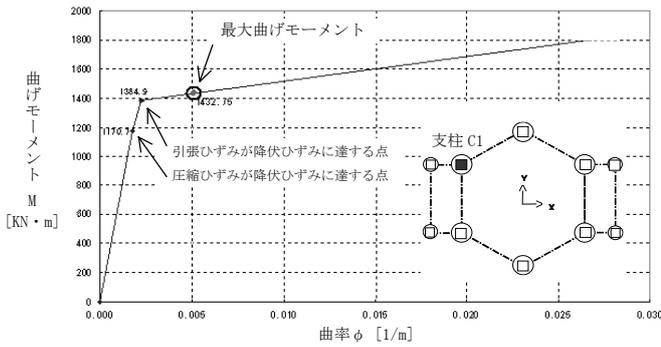
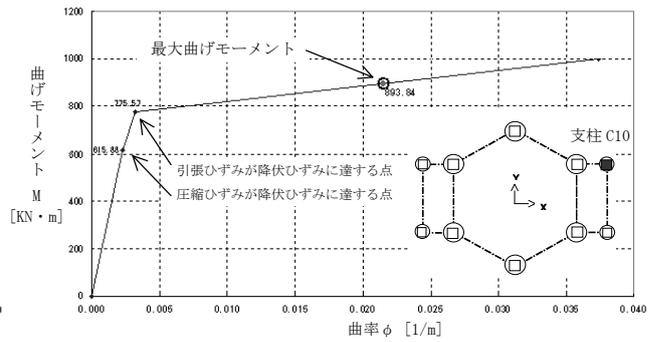


図-例 3.3.6
非線形部材の応力-ひずみモデル



(a) 支柱 C1 基部(下端部材)



(b) 支柱 C10 頂部(上端部材)

図一例 3.3.7 支柱部材のM-φ関係と最大応答(非線形動的解析)

図一例 3.3.7 より、主要支柱 A の基部では引張側降伏ひずみ(曲率)の約 2.3 倍、張り出し部支柱 B の頂部では同約 6.6 倍の最大ひずみが生じる可能性があることがわかる。

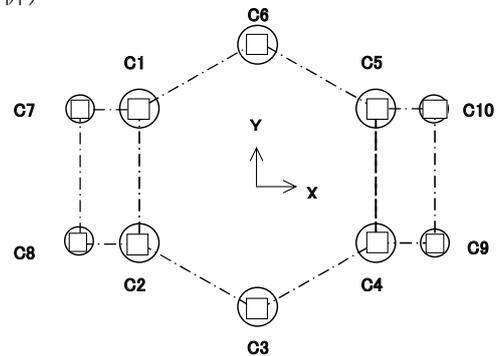
同様に、各支柱の基部および頭部の最大ひずみ(曲率)の引張側降伏ひずみ(曲率)に対する比を整理した結果および各支柱の位置図を表一例 3.3.3 および図一例 3.3.8 に示す。張り出し部の支柱の一部(管理橋側に位置する C9, C10)では、その頂部において降伏ひずみ(曲率)の 6 倍を超える最大ひずみ(曲率)が生じる可能性があるが、構造上最も重要な支柱(C1~C6)では、頂部、基部とも最大ひずみ(曲率)は降伏ひずみ(曲率)の 2~3 倍程度以内となっている。

なお、取水塔全体での残留変位は約 0.08mm となった。

表一例 3.3.3 各支柱頂部および基部の最大応答(非線形動的解析)

		最大応答曲率 $\phi_{max}(1/m)$	降伏曲率(引張側) $\phi_t(1/m)$	ϕ_{max}/ϕ_t
頂部 (上端)	C1	3.600E-03	2.129E-03	1.69
	C2	2.112E-03	2.120E-03	1.00
	C3	1.888E-03	2.172E-03	0.87
	C4	4.696E-03	2.160E-03	2.17
	C5	6.037E-03	2.166E-03	2.79
	C6	1.909E-03	2.175E-03	0.88
張出し部	C7	2.523E-03	2.975E-03	0.85
	C8	2.412E-03	2.964E-03	0.81
	C9	2.076E-02	3.234E-03	6.42
	C10	2.152E-02	3.247E-03	6.63
基部 (下端)	C1	5.074E-03	2.242E-03	2.26
	C2	5.487E-03	2.239E-03	2.45
	C3	2.164E-03	2.240E-03	0.97
	C4	5.523E-03	2.325E-03	2.38
	C5	5.326E-03	2.328E-03	2.29
	C6	2.206E-03	2.245E-03	0.98
張出し部	C7	2.375E-03	2.966E-03	0.80
	C8	2.446E-03	2.963E-03	0.83
	C9	2.515E-03	3.139E-03	0.80
	C10	2.493E-03	3.143E-03	0.79

注) 太字は1.0を超えた箇所



図一例 3.3.8 支柱番号(平面図)

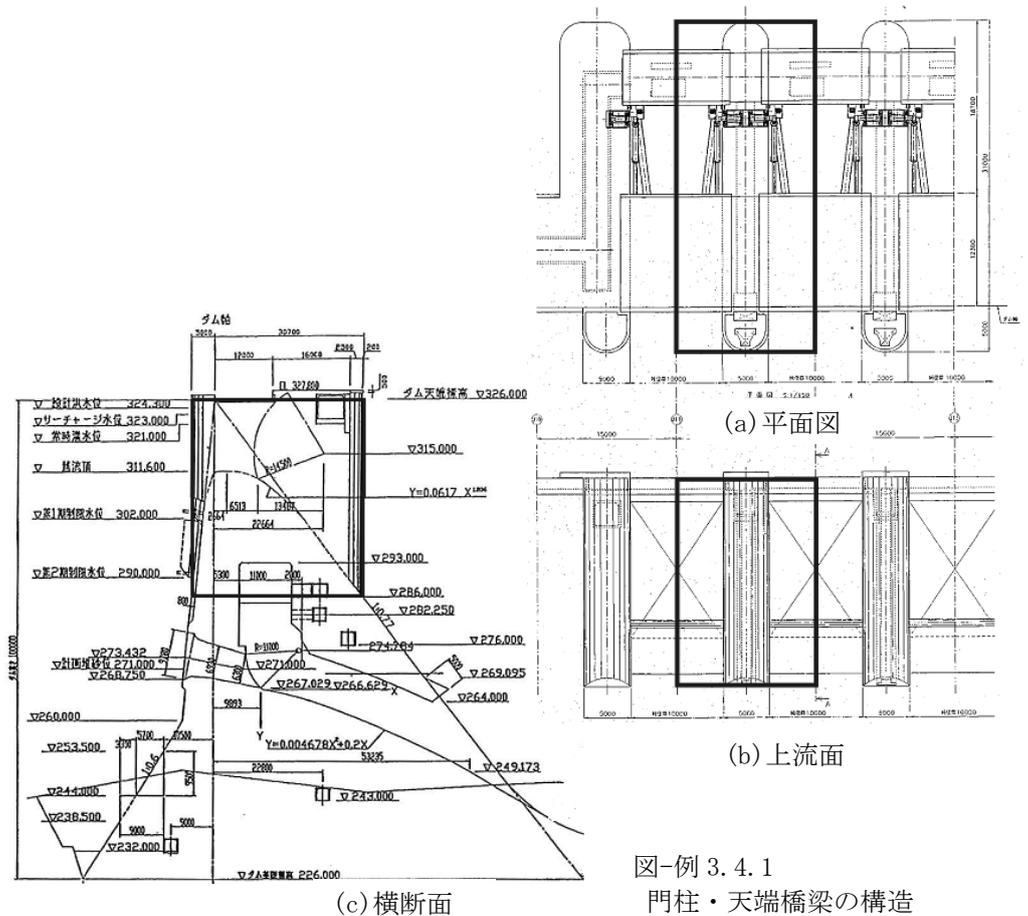
3.5 地震応答解析による照査結果のまとめ

支柱の基部や頂部、また水平桁、斜材および塔上架台の一部において、部材が降伏して塑性化が生じるおそれがある。しかしながら、支柱については、張出し部の一部支柱を除き、最大ひずみが降伏ひずみの 2~3 倍程度にとどまり、塑性化は弾性範囲をやや超える限定的なものにとどまると考えられること、また、取水塔全体での残留変位が十分小さいことから、取水塔全体として大変形あるいは倒壊に到るおそれはないと判断される。

【資料 例 3-4】 門柱・天端橋梁の照査例

1. 照査の概要

照査対象は、重力式コンクリートダム（堤高100m）の堤頂部に設置されたクレストゲート門柱部およびそれにより支持される天端橋梁である。その構造を図一例 3.4.1に示す。ここでは、まずレベル2地震動によってダム本体（堤体）に設置された門柱部に生じる地震時応答を求めることにより門柱部に問題となる損傷が生じないことを照査し、さらにその結果に基づき天端橋梁が落橋しないことを照査する。



図一例 3.4.1
門柱・天端橋梁の構造
(太枠：門柱部のモデル化範囲)

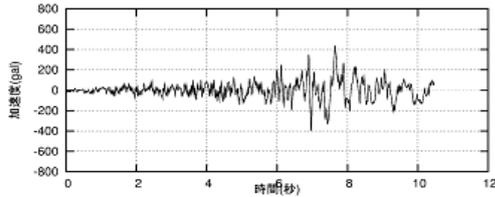
2. 照査に用いる地震動

門柱部の照査では、その影響が大きいと考えられる上下流方向およびダム軸方向の地震動の影響を考慮する。

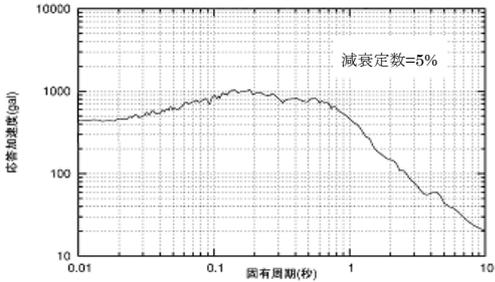
上下流方向については、当該ダム地点（基礎）において設定されたレベル2地震動（図一例 3.4.2）をダム本体部の解析モデル底面に入力することにより、門柱部基部標高位置での堤体の加速度応答（図一例 3.4.3）を求め、その時刻歴波形を解析モデル基部への入力地震動とした。

ダム軸方向については、ダム本体の解析が2次元解析であるため、直接その結果から門柱部解析に用いるべき加速度応答（時刻歴波形）は設定できない。したがって、ここでは、ダムの堤体形状と天端中央位置における上下流方向応答スペクトルに対するダム軸応答スペクトルの比の関係に関する検討結果^{注)}を参照し、上下流方向の最大応答加速度に基づき、いくつかのレベルの静的地震力を想定して照査解析を行い、その結果をもとに本ダムの堤体形状および門柱部モデルの固有値解析結果から得られる門柱のダム軸方向振動の基本固有周期を考慮して評価することとした。

注) 本参考資料の [資料 1-18](#) を参照。

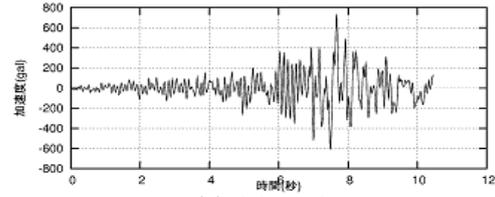


(a)時刻歴波形

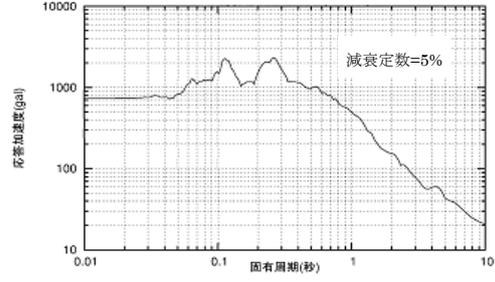


(b)加速度応答スペクトル

図一例 3.4.2 ダム基礎におけるレベル 2 地震動



(a)時刻歴波形



(b)加速度応答スペクトル

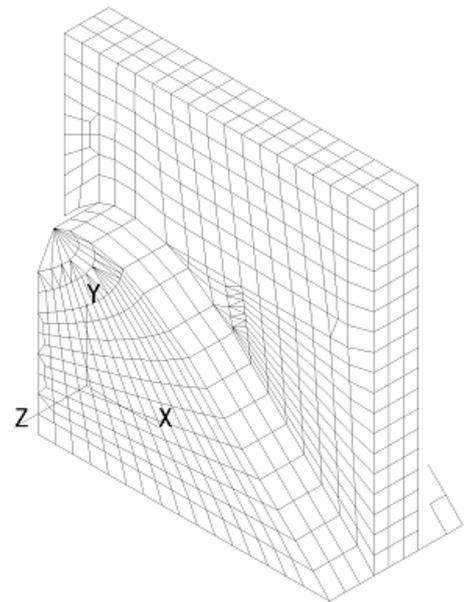
図一例 3.4.3 門柱基部における堤体の加速度応答

3. 門柱部の照査

3.1 解析方法

越流頂以高の門柱部およびその基部に相当する堤体の一部を抽出した 3 次元有限要素モデル (図一例 3.4.4) を用い、上下流方向は、2. で設定した門柱基部 (解析モデル底面) の堤体の加速度応答 (時刻歴) を用いた線形動的解析、ダム軸方向は、2. で述べた水平方向の静的地震力 (表一例 3.4.2 に示す計 3 ケース) を想定した静的解析により照査を行った。単純化のため、また安全側の近似として鉄筋は考慮しない。境界条件は、モデル底面は固定、門柱部は自由境界、ダム軸方向の照査における門柱基部の堤体部側面については門柱部に比べ十分剛であるとしてダム軸方向に固定とした^{注)}。水位は常時満水位、ゲートは全閉状態とし、荷重は貯水による静水圧、動水圧、上部構造による上載荷重、ゲートによるスラスト力を考慮した。動水圧に関しては、貯水を非圧縮性流体と仮定し、付加質量マトリクスにより堤体応答に対する値として求めたものを用いた。解析に用いた材料物性値を表一例 3.4.1 に示す。

注) 上部構造による拘束により門柱部の応答が抑制される効果も考えられるが、本検討では簡単のため、また安全側として上部構造はその質量のみ考慮し、境界条件等において拘束の効果を考慮していない。



図一例 3.4.4 門柱部解析モデル

表-例 3.4.1 門柱部物性値

弾性係数[MPa]	ポアソン比	単位体積重量 [kN/m ³]	材料減衰定数
1.93×10 ⁵ ^{注1)}	0.3	77.0	5% ^{注2)}

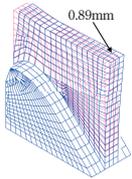
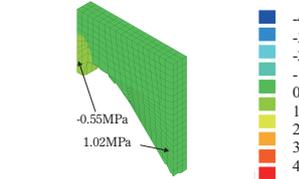
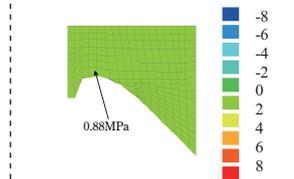
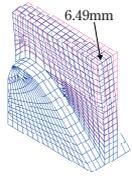
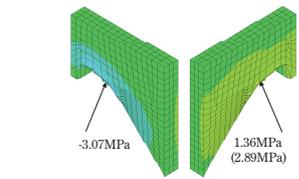
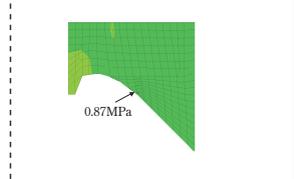
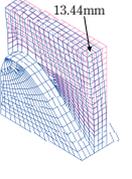
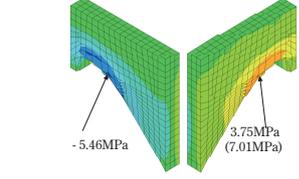
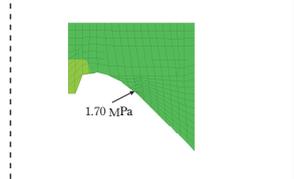
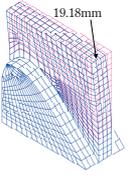
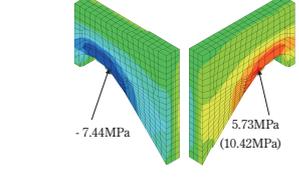
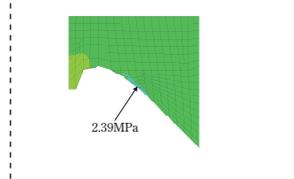
注1) 門柱部の値。基部の堤体部については解析上ほぼ剛体とみなせるよう便宜的にその 1000 倍とした。

注2) 本検討の動的解析においては、剛性比例型の減衰を用いた。

3.2 解析結果

門柱部の解析結果（変位および応力の最大応答）を表一例 3.4.2 に示す。

表一例 3.4.2 門柱部の解析結果

地震力		最大応答 ^{注)}		
		変形	引張・圧縮応力 (引張: +)	せん断応力
上下流方向	図-例 3.4.3 に示す門柱基部における堤体の応答加速度波形 (最大加速度 770gal)			
ダム軸方向	・ ケース 1 堤体基礎の上下流方向最大応答加速度相当の静的地震力 (0.44G)			
	・ ケース 2 門柱部の上下流方向最大応答加速度の 70%相当の静的地震力 (0.90G)			
	・ ケース 3 門柱部の上下流方向最大応答加速度の 100%相当の静的地震力 (1.29G)			

注) 応力分布は要素中心の値による。ただし、引張応力については縁応力の値を参考に () 内に示した。

いま、門柱部コンクリートの 1 軸圧縮試験結果からその圧縮強度を 40MPa とし、引張強度およびせん断強度をそれぞれ圧縮強度の 1/10 (4MPa) および 1/5 (8MPa) とし、これらの値と表一例 3.4.2 に示した最大発生応力の比較により以下のことがわかる。

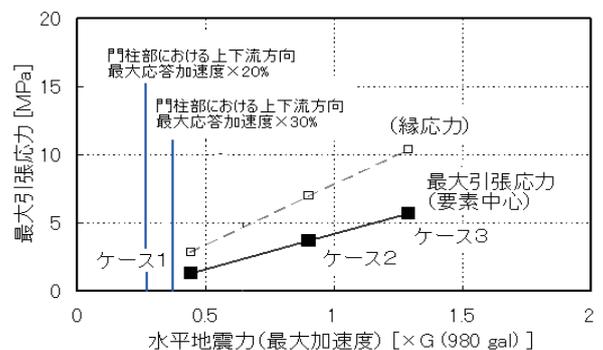
(a) 上下流方向

圧縮、引張、せん断いずれも最大発生応力が上記の値を上回ることはない。

(b) ダム軸方向

圧縮およびせん断については各ケースとも最大発生応力が上記の値を上回ることはない。ただし、引張応力については、ケース 3 のみ門柱部と堤体越流頂の接合部付近において上記の値を上回る領域がある。

なお、門柱に作用するダム軸方向の地震力については、堤体形状と天端中央位置における上下流方向応答スペクトルに対するダム軸応答スペクトルの比の関係に関する検討結果^{注 1)}から、本ダム（堤頂長/堤高=3.15、門柱部のダム軸方向振動の基本固有周期約 0.17 秒）で



図一例 3.4.5 ダム軸方向地震力と最大引張応力の関係

【資料 例 3-5】 機械・電気設備の照査例

1. 照査の概要

ダムゲートの操作・制御するための重要な管理設備として、図-例 3.5.1 に示す開閉装置（油圧ユニット）および図-例 3.5.2 に示す機側操作盤について、レベル 2 地震動により移動または転倒に対する安全性を照査した。

2. 照査において考慮する地震力

開閉装置および機側操作盤はともに本ダム（堤高 100m の重力式コンクリートダム）天端付近に設置されている。このため、ダム基礎においてレベル 2 地震動を考慮した堤体の地震応答解析により得られた天端付近の水平最大応答加速度（水平方向 $a_{TH}=1,267gal$ 、鉛直方向 a_{TV} ）に基づき、両設備の照査では水平方向 $a_{TH} \cdot W$ (W : 装置重量)、鉛直方向 $a_{TV} \cdot W$ に相当する地震荷重をレベル 2 地震動による地震力として考慮することとした注)。

注) 本事例のダムでは、堤体の地震応答解析において水平動のみを考慮して実施したため、直接には a_{TV} の値が得られていない。このため、ここでは同形式のダム（重力式コンクリートダム）における既往の強震記録等を踏まえ、鉛直方向地震力として上下流方向の最大加速度値の 1/2 に相当する地震力が作用する ($a_{TV}=0.5a_{TH}$) ものと仮定して計算した結果を示す。

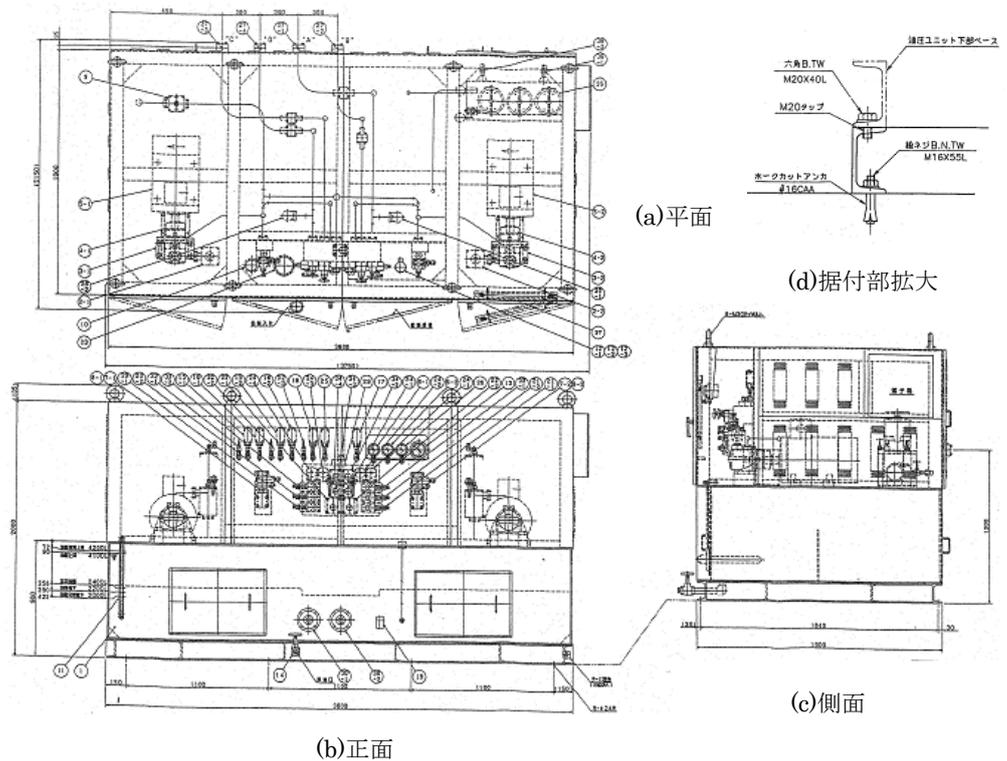


図-例 3.5.1 ゲート開閉装置（油圧ユニット）

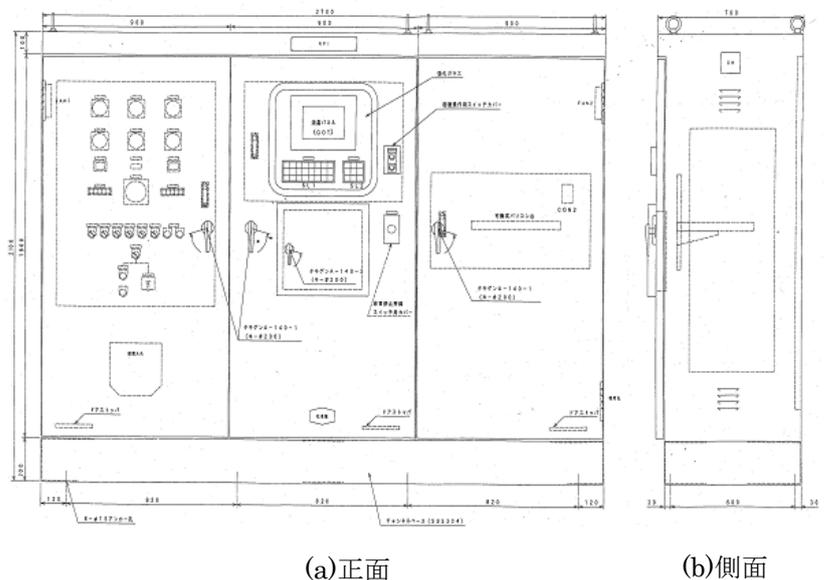


図-例 3.5.2 機側操作盤

3. 移動または転倒に対する安全性の照査

開閉装置および機側操作盤の照査に用いた諸元をそれぞれ表一例 3.5.1 に示す。

表一例 3.5.1 開閉装置および機側操作盤の諸元

項目		諸元		項目		諸元		参考図（アンカーボルト配置）
設備	設備名	開閉装置（油圧ユニット）		設備	設備名	電気設備（機側操作盤）		
	機器重量	W	39200 N		機器重量	W	8000 N	
	機器寸法	高さ	H		2000 mm	高さ	H	2100 mm
		幅	L		3600 mm	幅	L	2700 mm
奥行		B	1900 mm	奥行	B	700 mm		
アンカーボルト （ホークカットアンカー）	径	ϕ	16 mm	アンカーボルト （寸切ボルト）	径	ϕ	12 mm	
	有効断面積	Ae	157.0 mm ²		有効断面積	Ae	84.3 mm ²	
	本数	n	8 本		本数	n	8 本	
	材質		SUS304		打ち込み深さ	D	50 mm	
	引張降伏強度	f _y	205 N/mm ²		材質		SUS304	
	引張強度	f _u	520 N/mm ²		引張降伏強度	f _y	205 N/mm ²	
	せん断降伏強度 ¹⁾	f _{vy}	118 N/mm ²		引張強度	f _u	520 N/mm ²	
	せん断強度 ¹⁾	V _y	300 N/mm ²		せん断降伏強度 ¹⁾	f _{vy}	118 N/mm ²	
	アンカーボルトの 配置	L1	1100 mm		せん断強度 ¹⁾	V _y	300 N/mm ²	
		L2	1100 mm		アンカーボルトの 配置	L1	820 mm	
		L3	150 mm		L2	820 mm		
		B1	1820 mm		L3	120 mm		
		B2	40 mm		B1	600 mm		
	引抜き耐力		36260 N/本		B2	30 mm		
基礎コンクリート			引抜き強度		— N/mm ²			
			設計基準強度	f _{ck}	21 N/mm ²			
			付着強度 ²⁾	f _{bok}	2.13 N/mm ²			

注1) せん断に対する強度は、『ダム・堰施設技術基準(案)』に基づき、Von Mises の降伏条件 ($\tau = \sigma / \sqrt{3}$) により設定。

注2) コンクリートの付着強度は、『コンクリート標準示方書』(2002年制定, 構造性能照査編)に基づき、 $f_{bok} = 0.28f_{ck}^{2/3}$ により設定。

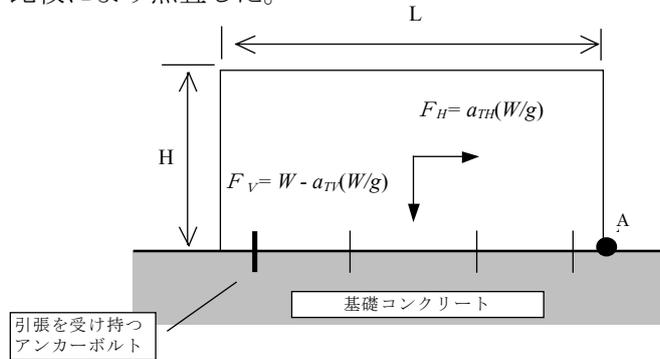
移動または転倒に対する安全性は、これらの諸元をもとに、基礎コンクリートへの据付・固定に用いられているアンカーボルトのせん断および引抜きに対する安全性を以下のとおり確認することにより照査した。

(a) せん断に対する照査

地震力によりアンカーボルト 1 本に作用する水平せん断応力度 $S_H (= a_{HT} \cdot W/g/n/Ae)$ を算定し、これとアンカーボルトのせん断強度 V_y およびせん断降伏応力度 f_{vy} との比較により照査した。

(b) 引抜きに対する照査

水平および鉛直地震力により生じるアンカーボルトを引抜こうとする引張力（引抜き力）を図一例 3.5.3 の A 点より最も遠くに位置するアンカーボルトのみで受け持つこととし、当該アンカーボルトに作用する引抜き力 T とアンカーボルトの引抜き耐力（または、引抜き応力度 T' と基礎コンクリートの付着強度 f_{bok} ）の比較により照査した。



【参考】 図左端のアンカーボルトに作用する引抜き力 T_L の算定^{注1)}

$$T_L = M_L / X_L / n_L$$

ここに、
 A 点まわりのモーメント $M_L = F_H(H/2) - F_V(L/2)$
 A 点～引張を受持つアンカーボルト間の距離 $X_L = L_1 + 2L_2 + L_3$
 引張を受持つアンカーボルト本数 $n_L = 2$

注1) L (長手) 方向の照査の場合。B (幅) 方向についてもほぼ同様。
 注2) 開閉装置（ホークカットアンカー）については、 T_L をアンカーボルトの引抜き耐力と比較。機側操作盤（寸切ボルト）については、引抜き応力度 $T'_L (= T_L / (\pi \cdot \phi) / D)$ を基礎コンクリートの付着強度 f_{bok} と比較。

図一例 3.5.3 アンカーボルトの引抜きに対する照査

照査結果を表一例 3.5.2 に示す。これより、開閉装置および機側操作盤はレベル 2 地震動に対し、アンカーボルトがせん断により破損または引抜きにより脱落するおそれがないことから、移動・転倒により損傷するおそれはないと判断される。

表一例 3.5.2 照査結果

照査項目	開閉装置（油圧ユニット）		機側操作盤	
	判定		判定	
(a) せん断	OK	水平せん断応力度 $S_H = 40.26$ [MPa] < せん断降伏応力度 $f_{vy} = 118$ [MPa] < せん断強度 $V_y = 300$ [MPa]	OK	水平せん断応力度 $S_H = 15.30$ MPa < せん断降伏応力度 $f_{vy} = 118$ MPa < せん断強度 $V_y = 300$ MPa
(b) 引抜き	OK	引抜き力 T (最大値) = 5019 [N/本] < 引抜き耐力 = 36260 [N/本]	OK	引抜き応力度 T' (最大値) = 2.10 [MPa] < 基礎コンクリート付着強度 $f_{bok} = 2.13$ [MPa]

参考資料3 その他の参考資料

資料3-1 照査用地震動作成に用いる原種波形の例

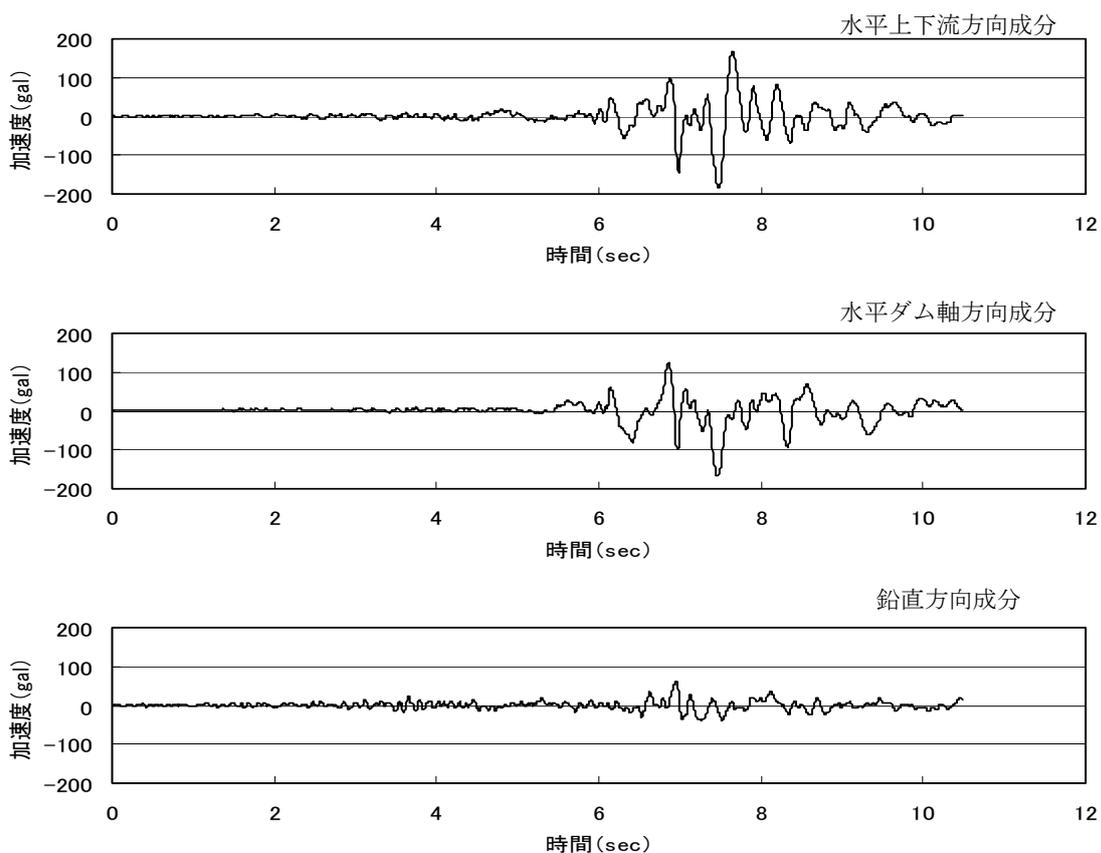
本指針（案）においては、実用的な照査用地震動の作成方法として、ダム距離減衰式により推定したダム地点での地震動の加速度応答スペクトルをもとに、代表的な強震記録等を原種波形として、これにより位相特性を考慮し、照査に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形を作成する方法を示している。

ダムにおける強震記録の観測例は必ずしも豊富ではないが、原種波形として代表的な強震記録を用いる場合の参考として、これまでにダムの基礎地盤相当の位置（底設監査廊内等）で計測された地震動記録の例を以下に示す。

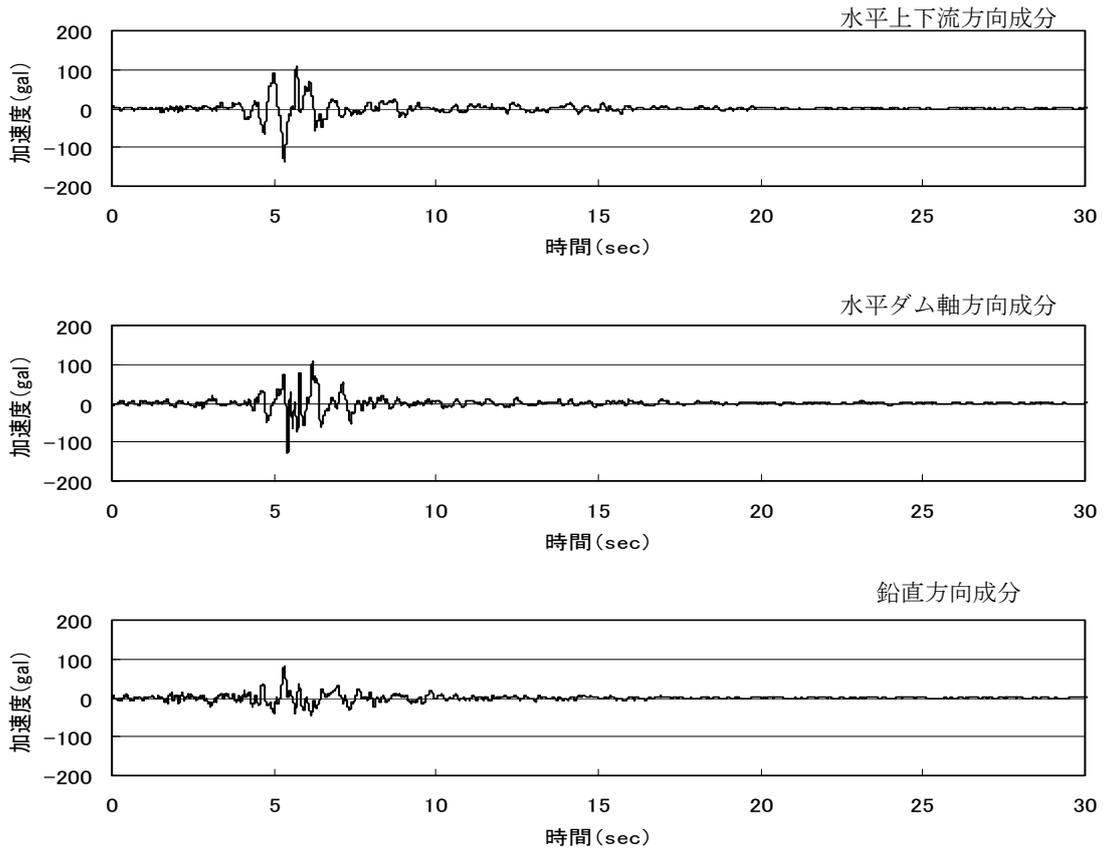
(1) 活断層に起因する地震による強震記録の例

兵庫県南部地震（1995年1月17日発生、M=7.3）時における観測波形の例を示す。

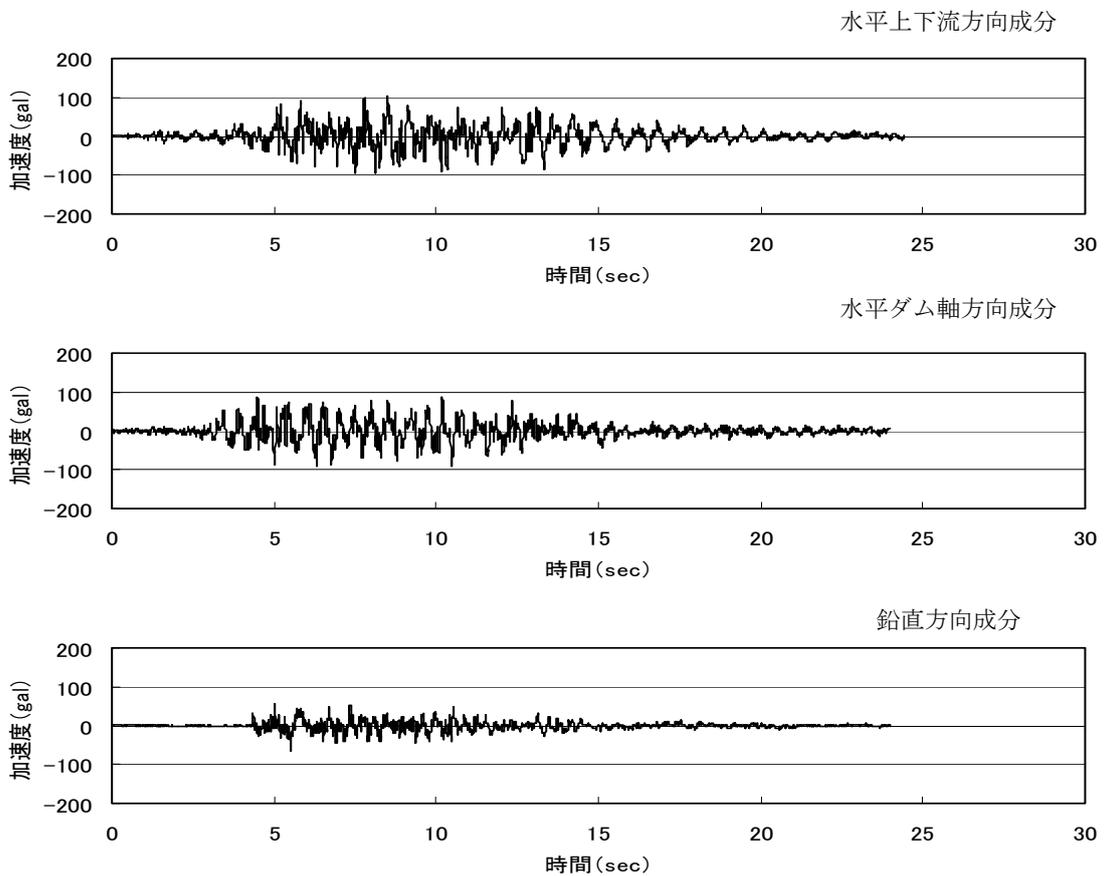
- 一庫ダム観測波（水平最大加速度=182gal）



・箕面川ダム観測波（水平最大加速度=135gal）



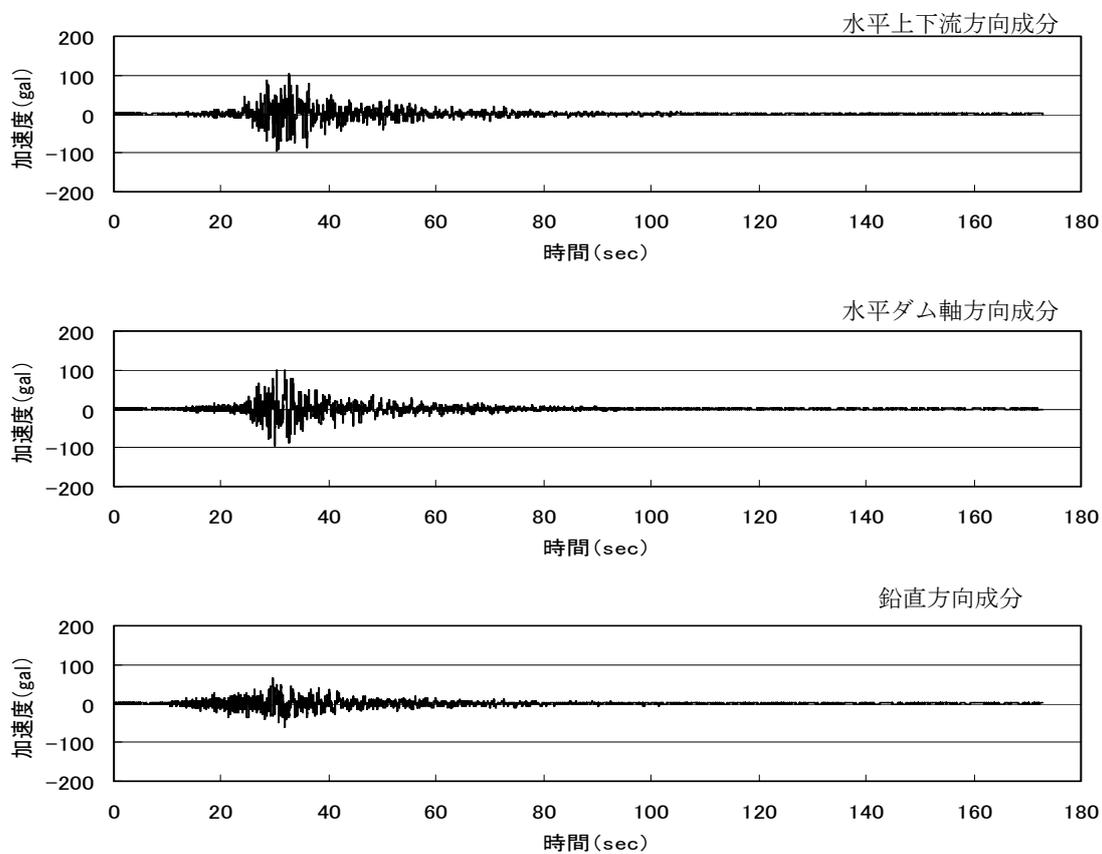
・権現ダム観測波（水平最大加速度=104gal）



(2) プレート境界地震による強震記録の例

十勝沖地震（2003年9月26日発生、M=8.0）時における観測波形の例を示す。

- ・ 浦河ダム観測波（水平最大加速度=103gal）



なお、これらの地震波形については、そのデジタル値を国土技術政策総合研究所ダム研究室のホームページ (<http://www.nilim.go.jp/>) で公開する予定である。

資料 3-2 用語解説

指針（案）およびその解説中の主な用語の意味等について補足的に解説する。

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ふ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解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

本指針（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」（指針（案）2.1 参照）と定義している。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。

国または地域の防災計画

災害対策基本法（昭和 36 年 11 月 15 日法律第 223 号）に基づき、中央防災会議が作成する防災基本計画に基づいて国の機関や都道府県、市町村等が作成する防災計画。都道府県においては、その全てにおいて震災対策に関する事項が定められており、特定の地震の震源や規模等を想定して災害対策

の基礎となる被害想定が行われていることが多い。

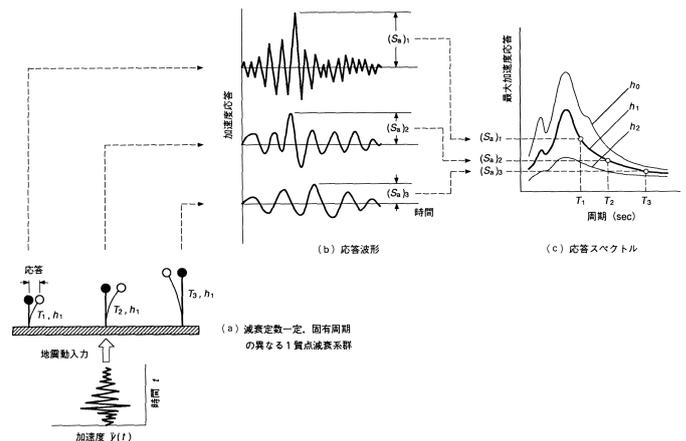
加速度時刻歴波形

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）と減衰定数がある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。

応答スペクトルの説明図*

*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 $\frac{k}{m} = \omega_0^2$ 、 $\frac{c}{m} = 2h\omega_0$ 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。

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

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、材料減衰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、逸散減衰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。

照査用下限加速度応答スペクトル

資料 1-7 参照。

距離減衰式、ダムの距離減衰式

資料 1-3、資料 1-4 参照。

グリーン関数

ある 1 点に与えられた力に対して任意の点において生じる応答を表す関数。断層モデルを用いて地震動予測（半経験的手法や理論的方法などと呼ばれる）を行う際、弾性波動理論に基づき震源からの地震波伝播により対象地点で生じる地震動を求めるのにも用いられる。

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。

フラクタイル値

累加確率が設定した確率以下となる確率変数の値。例えば、地下のある断層における地震の発生を想定して地表の一定範囲内の各地点で生じる地震動の強さを確率評価する場合、最大加速度値の 50%フラクタイルは 100gal、90%フラクタイルは 300gal などと表現することができる。

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。本指針（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たための解析手法として位置づけている。

非線形動的解析

材料に生じるひずみと応力の関係において非線形性を考慮し、構造物等の動的挙動を調べる解析。本指針（案）では、特に、重力式コンクリートダム本体の照査における堤体コンクリートの引張亀裂の発生やアーチダム本体の照査における継目の開き等、またゲートの照査における鋼材の塑性化等を考慮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。

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。

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（**smearred crack model**）である。

コンクリー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。（**資料 1-8**参照）

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、アーチダムの地震応答解析に際し、築堤（打設）中の3次元的な荷重伝達の影響を考慮するための築堤解析、また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者は、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。

付加質量

貯水を非圧縮性非粘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。

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、本指針（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もにも塑性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。（**資料 1-10**参照）

*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、または被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、本指針（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。（**資料 1-10**参照）

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。(資料1—10参照)

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合せが外れ、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。

(資料1—13参照)

*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 $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ で表し、このせん断強度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せ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)

.....
国土技術政策総合研究所
TECHNICAL NOTE of NILIM
No. 244 March 2005
編集・発行 ©国土技術政策総合研究所
.....

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地
企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675