

フィルダムの耐震設計指針(案)

平成3年6月

建設省河川局開発課 監修
(財)国土開発技術研究センター 発行

フィルダムの耐震設計指針(案)

平成 3 年 6 月

建設省河川局開発課 監修
(財)国土開発技術研究センター 発行

まえがき

わが国のダムの耐震設計は、震度法を基本として実施されているが、この方法により設計されたわが国のダムが地震により堤体の安全性に係わる大きな被害を受けた事例は見られない。しかし、近年、国内では長野県西部地震や千葉県東方沖地震、海外ではメキシコ地震等においてフィルダムの堤頂部で現行の震度法の設計震度を大きく超える地震動が観測されており、軽微なものではあるが、堤頂部にクラックが発生するなどの被害事例もみられる。これらの事実、フィルダムの耐震性の評価と耐震設計法に関するさらなる検討の必要性の論議を生じることとなった。

本指針（案）は、このような背景を受け、昭和61年度より検討を行ってきた成果として、既設フィルダムの耐震性の評価結果や耐震設計に関する現状の技術的知見を踏まえ、観測された地震動や堤体の応答特性を考慮して地震荷重を定めた修正震度法によるフィルダムの新しい耐震設計の手法を示したものである。そのとりまとめは、検討を行うため当センターに組織したロックフィルダム耐震調査委員会（委員長・岡本舜三 東京大学名誉教授）によって行われた。

本指針（案）が、今後わが国のフィルダムの耐震設計の実務においてひろく活用されることを期待するとともに、本指針（案）の作成のため、終始熱心に精力的な審議と指導を賜った委員長をはじめ、委員、幹事の諸氏に深く感謝の意を表する次第である。

平成3年6月

(財) 国土開発技術研究センター

推薦のことば

ダムはその構造物としての性格上、高い安全性が求められ、その建設に当たっては綿密な調査と厳格な設計に基づかねばならない。

ロックフィルダムの場合、その堤体の安全性を確保するために、浸透水、地震時の滑り破壊・変形、異常洪水等に対して堤体設計、基礎処理、堤体材料、洪水吐の設計等を慎重に行わなければならない。

一方、わが国は世界でも有数の地震の多い国であり、わが国の土木構造物の耐震設計手法は国際的にも最先端のレベルにあるといわれている。

ダムにおける耐震設計についても、大正14年（1925年）に物部長穂先生によって提唱された水平震度法以来長足の進歩を遂げてきたが、近年、寒河江ダム、七ヶ宿ダム等の大規模なロックフィルダムの建設、ダム堤体の地震動の観測記録の集積、堤体材料の物性値を把握する材料試験方法の進歩等を踏まえて、この度(勸)国土開発技術研究センターが組織した「ロックフィルダム耐震調査委員会」において、新しいフィルダムの耐震設計指針（案）がまとめられた。

本書がわが国のダムの設計技術の進歩の一里塚となり、ダム技術者に広く活用されることを期待して、推薦の言葉とさせていただきたい。

平成3年6月

建設省河川局開発課長

荒 井 治

ロックフィルダム耐震調査委員会 名簿

委員・幹事は平成3年3月現在

委員長	岡本 舜三	東京大学	名誉教授
委員	野瀬 正儀	(社)日本大ダム会議	会長
"	田村 重四郎	東京大学生産技術研究所	教授
"	大根 義男	愛知工業大学工学部土木工学科	教授
"	馬場 恭平	(株)ケイ・馬場エンジニアリングコンサルタンツ	代表取締役社長
"	渡辺 啓行	埼玉大学工学部建設工学科	教授
"	大町 達夫	東京工業大学院総合理工学研究科社会開発工学専攻	教授
"	竹林 征三	建設省河川局開発課	開発調整官
"	下村 周徹	建設省土木研究所ダム部	部長
"	舎川 徹	東京電力(株)建設部土木課	課長
"	赤井 新也	関西電力(株)建設部ダム保安課	課長
幹事	水野 光章	水資源開発公団企画部企画調整室	室長
"	上総 周平	建設省河川局開発課	課長補佐
"	吉田 等	建設省土木研究所企画部	ダム計画官
"	古賀 泰之	建設省土木研究所機械施工部動土質研究室	室長
"	松本 徳久	建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室	室長
"	安田 成夫	建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室	主任研究員
"	常田 賢一	建設省土木研究所地震防災部振動研究室	室長
"	大西 崇夫	建設省東北地方建設局森吉山ダム工事事務所	所長
旧委員	山口 嘉之	(前)建設省河川局開発課	開発調整官
"	今村 瑞穂	(前)建設省河川局開発課	開発調整官
"	坂本 忠彦	(前)建設省河川局開発課	開発調整官
"	藤本 成	(前)建設省土木研究所ダム部	部長
"	吉越 洋	(前)東京電力(株)建設部土木課	課長
"	中村 幾雄	(前)関西電力(株)建設部ダム保安課	課長
旧幹事	丸岡 昇	(前)建設省河川局開発課	課長補佐
"	柳川 城二	(前)建設省河川局開発課	課長補佐
"	尾作 悦男	(前)建設省土木研究所企画部	ダム計画官
"	近藤 悟	(前)建設省土木研究所企画部	ダム計画官
"	佐々木 康	(前)建設省土木研究所地震防災部振動研究室	室長
"	山中 敦	(前)建設省東北地方建設局七ヶ宿ダム工事事務所	所長
"	皆川 順治	(前)建設省東北地方建設局七ヶ宿ダム工事事務所	所長
事務局	大河原 満	(財)国土開発技術研究センター	理事
"	渡部 義信	(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	部長
"	柳川 城二	(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	参事
旧事務局	中西 秩	(前)(財)国土開発技術研究センター	理事
"	和氣 三郎	(前)(財)国土開発技術研究センター	理事
"	坂本 忠彦	(前)(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	部長
"	脇 雅史	(前)(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	部長
"	安藤 信夫	(前)(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	参事
"	品川 正典	(前)(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	参事
"	鈴木 茂昭	(前)(財)国土開発技術研究センター 調査第一部	参事

フィルダムの耐震設計指針（案）

目 次

推薦のことば

まえがき

ロックフィルダム耐震調査委員会名簿

I. 指 針（案）	1
1. 総説	3
1.1 総説	3
1.2 適用範囲	4
2. 地震時安定性の検討	5
2.1 検討方法	5
2.2 設計地盤震度	5
2.3 堤体震力係数	5
2.4 安定計算	7
2.5 安全率	10
3. 震害の事例とその考察	11
II. 解 説	13
1. 総説について	15
2. 適用範囲について	17
3. 設計地盤震度について	18
4. 堤体震力係数について	23
5. 安定計算について	41
6. 安全率について	51
7. 参考文献	54
III. 参考資料	61
1. 震害事例	63
2. 固有振動解析の計算フローと9質点系の自由振動に関する理論式	81
3. 上下動の影響に関する研究結果	88
4. 減衰定数（地下逸散）に関する理論計算	93

I . 指 針 (案)

1. 総説

1.1 総説

本指針（案）は、わが国のフィルダムの耐震設計において満たすべき要件のうち、基本的な断面を決定する上での最小限の要件について述べたものである。

（1） 本指針（案）は、フィルダムの耐震設計において、基本的な断面を決定する上での最小限の要件について述べたものである。耐震工学の進歩発展の状況をみると、細部まで網羅した耐震設計規定を定めることは、逆に耐震工学の進歩によって得られた適切な知見の設計への反映を妨げる可能性がある。このような考え方からは、耐震規定を定めずに、個別のダム毎にその時点での技術水準に基づいて、設計するという方法も一方法である。しかし、わが国のダムと社会の関係およびダム築造の歴史的経緯を考えると、少なくとも基本的堤体断面については、各ダムに共通して満足すべき最小限の要件を定めておくのが適当である。よって、本指針（案）では最小限の要件のみを定めた。したがって、必要に応じて、本指針（案）による検討の他に最新の知見による適切な工学的検討を行うことは望ましいことである。

（2） ダムサイトの選択、材料とゾーニング、堤体の施工、基礎処理、貯水池斜面の安定、洪水吐および付属設備の設計施工等は、フィルダムの耐震安定性を確保する上での重要な要素であるが、本指針（案）では、これらについては震害の事例とその考察として触れた他は記述していない。それは、（1）で述べたように本指針（案）は、基本的断面を決定する上での最小限の要件について述べたものであるからである。したがって、個別ダムの耐震設計にあたっては、当該ダムの実情に応じて、これらの事項についての適切な判断がなされるべきである。

（3） 本指針（案）では、基本的堤体断面の安定性の検討方法として修正震度法を採用した。地震時における堤体の安定性検討の方法には、大別すると①震度法、②修正震度法、③時刻歴応答解析法の3方法がある。震度法は従来用いられてきた方法であり、この方法によって設計された既設のフィルダムは地震に対して十分耐震的な挙動を示してきた。しかし、震度法で仮定している高さ方向に一様な震度分布は、実物ダムの観測事実に必ずしも適合していない。そ

れにもかかわらず震度法が設計法として既設ダムの耐震性を確保してきたのは、現象を単純化してはいるものの、基本的力学的条件を確実に反映しているからである。修正震度法は、この震度法の特長を踏襲し、かつ観測された地震動や堤体の応答特性を考慮して地震荷重を定める設計法である。したがって、より適切な耐震設計方法と考えられる。ただし、震度法あるいは修正震度法は、液化化するような（繰り返し荷重に対して強度が失われる）材料に対しては適切でない。時刻歴応答解析法はこのような材料にも対応できる方法として近時急速な発展をみせているが、すべてのダムの設計に用いる方法としては、入力条件、物性値、結果の判断等の点で、なお、解決すべき問題が残っている。以上のことから、本指針（案）に用いる堤体安定性の検討方法としては、現時点では総合的にみて修正震度法が適切と判断した。

1.2 適用範囲

本指針（案）は、高さ 100m 程度以下のゾーン型および均一型のフィルダムに適用する。表面遮水壁型については、これを準用する。

本指針（案）は、高さ 100m 程度以下のフィルダムを対象としている。また、地震力、地形、基盤、堤体の構造・材料等に特殊な条件があるものについては、別途の検討が必要である。表面遮水壁型ダムの場合、本体のすべり安定性については本指針（案）が適用できるが、遮水壁自体の安定性については別途の検討が必要なので準用することとした。

2. 地震時安定性の検討

2.1 検討方法

地震時における堤体の安定性の検討は、修正震度法によるものとする。

地震時における堤体の安定性検討の方法には、大別すると①震度法、②修正震度法、③時刻歴応答解析法の 3 方法がある。本指針（案）では、1.「総説」に述べた理由から、修正震度法を採用している。ただし、地震力、地形、基盤、堤体の構造・材料等に特殊な条件があるものについては、他の適切な方法によって耐震安定性を検討するものとする。

2.2 設計地盤震度

本指針（案）の修正震度法において、地盤震度は、次の値とする。

強震帯地域 0.18

中震帯地域 0.16

弱震帯地域 0.13

上記の地盤震度は、新耐震設計法（案）（1977年建設省）の提案によるものであるが、既往のダムサイトにおける観測資料に照らしても適切であるので採用した。なお、強震帯、中震帯、弱震帯の地域区分は、建設省告示昭和56年10月16日、第1715号による。

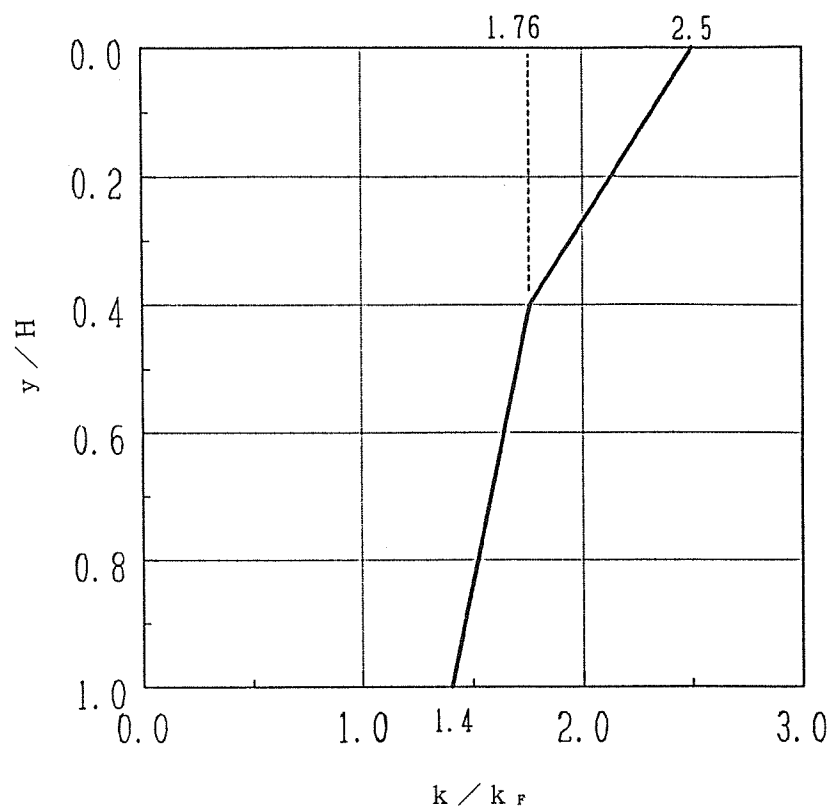
2.3 堤体震力係数

堤体震力係数は、特別に検討した場合を除き、図－1を用いるものとする。

(1) ここに、堤体震力係数とは、2.4「安定計算」において考慮する円形すべり土塊に働く地震力の震度をいう。本指針（案）では、天端標高とすべり面の最も低い標高の差を y 、堤高を H としたとき、 y/H の値に応じて、図－1の堤体震力係数 k を与えることとした。すなわち、設計地盤震度を k_F とすると、

$$\left. \begin{array}{ll} 0 < y/H \leq 0.4 \text{ のとき} & k = k_F \times \{2.5 - 1.85 \times (y/H)\} \\ 0.4 < y/H \leq 1.0 \text{ のとき} & k = k_F \times \{2.0 - 0.60 \times (y/H)\} \end{array} \right\} \dots\dots(1)$$

すべり土塊に作用する地震力は一般に土塊中で一様ではなく標高によって異なり、かつ地震動継続時間中変化する。しかし、安定計算を簡単にするため、土塊に作用する合力としての地震力の地震動継続時間中の最大値に相当する震度を堤体震力係数とし y/H の値に応じて式-1 で与えた。



k : 堤体震力係数 k_F : 設計地盤震度

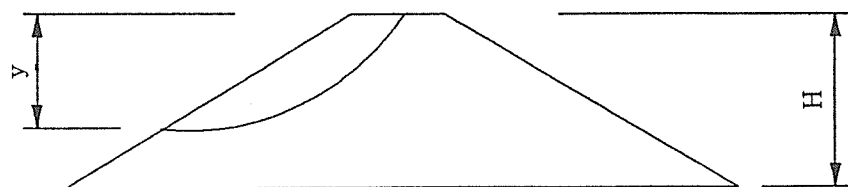


図-1 堤 体 震 力 係 数

(2) 堤体震力係数を図-1としたのは、以下の考え方による。

- ① 堤体をせん断梁と仮定し、ダム基礎で実測された地震動加速度の応答スペクトルに基づきモーダル法によって各標高の最大応答加速度を求め、これに既往の震害事例等を考慮して補正し、堤体震度分布を求める。
- ② 堤体を2次元有限要素法モデルで近似し、天端標高とすべり面の最も低い標高の差が y であるすべり土塊に対して、これに生ずる地震時慣性力の地震動継続時間を通じての最大値を求める。そして、 y を零から H まで6段階の標高で変化させ、種々の周波数特性の入力地震動に対して堤体震力係数を計算し、 y/H をパラメーターとして整理する。
- ③ 上記①と②を総合して堤体震力係数は図-1とした。なお、①および②において、堤体の減衰定数は0.2を採用している。また、堤体の応答は、入力地震動の周波数特性に依存する。したがって、地震動、堤体の構造・材料等に特殊な条件があるときには、当該ダムの特性に応じた震度分布あるいは堤体震力係数を与えるものとする。

2.4 安定計算

安定計算には、円形のすべり面を仮定しスライス法を用いるものとする。

(1) 堤体のすべりに対する安定計算では、すべり面の形状を仮定する必要があるが、本指針(案)では、これを円形とした。この理由は、円形のすべり面は、従来のフィルダムの設計で採用されてきたこと、および円形でないすべり面も、多くの円形のすべり面に対する安定性の検討を行う過程で近似されていることによる。ただし、堤体の構造等から、特別のすべり面を仮定すべき場合については、そのようなすべり面について安定計算を行う。

(2) 安定計算は、スライス法を用い、式-2によって安全率 F_s を求めるものとする(図-2)。

$$F_s = \frac{r \sum (\tau_i \cdot \ell)}{\sum (M_D)} \dots\dots\dots (2)$$

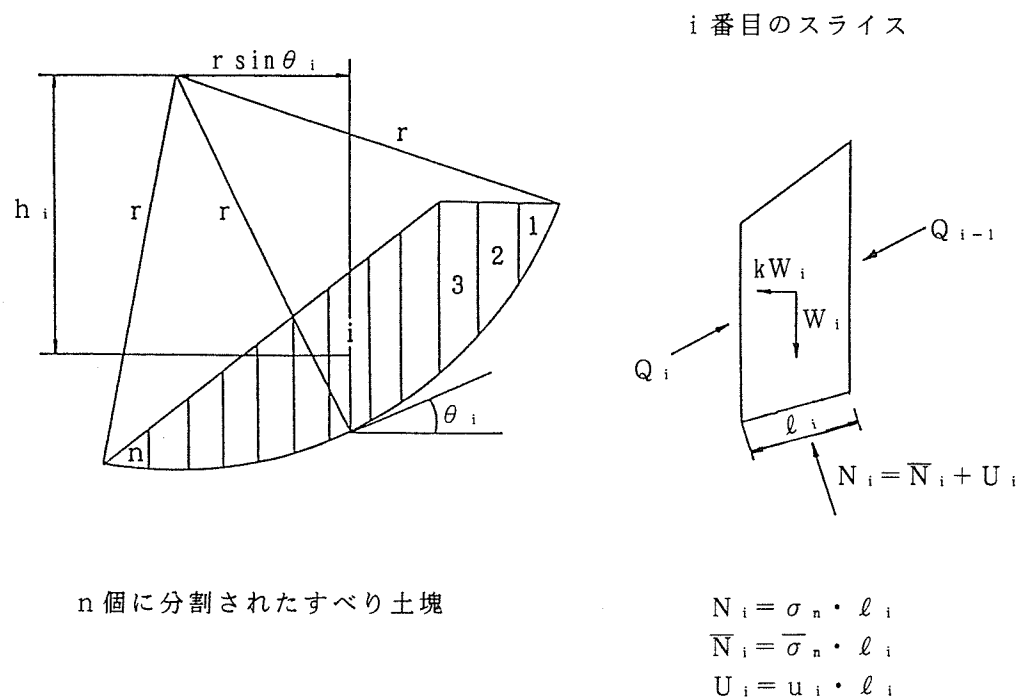


図-2 スライス法

ただし、

τ_f (材料のせん断強度) については、材料試験結果に応じて下記イ、ロ、ハのうちいずれかにより求める。

$$\left. \begin{aligned} \text{イ. } \tau_f &= (c + \bar{\sigma}_n \tan \phi) \\ \text{ロ. } \tau_f &= A (\bar{\sigma}_n)^b \\ \text{ハ. } \tau_f &= \bar{\sigma}_n \cdot \tan \phi_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(3)$$

ただし、

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_n - u \quad \dots\dots(4)$$

M_D : 各スライスの滑動モーメント、静水圧下のスライスでは

$$M_D = \bar{W} \cdot r \cdot \sin \theta + k \cdot W \cdot h \quad \dots\dots(5)$$

$\bar{W}$: 各スライスの単位幅当たりの有効土柱重量 (自由水面下については水中重量、自由水面より上位については湿潤重量)

W : 各スライスの単位幅当たりの全土柱重量 (自由水面下については飽和重量、自由水面より上位については湿潤重量)

θ : 各スライスの底面が水平となす角度

r : すべり円弧の半径

h : すべり円弧の中心と各スライスに働く地震力の作用線との垂直距離

ℓ : 各スライスのすべり面の長さ

c, ϕ : 材料のせん断強度をモール・クーロン式表示したときの定数、それぞれ粘着力および内部摩擦角

A, b : 非粘着性材料のせん断強度に関する定数

ϕ_0 : 非粘着性材料の図-3で定義される内部摩擦角

ϕ_0 の拘束圧依存性は、

$$\left. \begin{aligned} \phi_0 &= \phi_{\max} - a \log (\bar{\sigma}_n / \bar{\sigma}_0) & (\bar{\sigma}_n > \bar{\sigma}_0) \\ \phi_0 &= \phi_{\max} & (\bar{\sigma}_n \leq \bar{\sigma}_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

ここに $\phi_{\max}$ は拘束圧が小さいときの内部摩擦角の最大値、 a は拘束圧が増すに従い内部摩擦角が減少する度合いの係数、および $\bar{\sigma}_0$ は $\bar{\sigma}_0$ 以下の垂直応力では内部摩擦角が一定の最大値 $\phi_{\max}$ となる応力で、いずれも実験から定まる定数

σ_n : 各スライスのすべり面に働いている垂直応力 (全応力)

$\bar{\sigma}_n$: 各スライスのすべり面に働いている垂直応力 (有効応力)

u : 各スライスのすべり面に働いている間隙水圧

k : 堤体震力係数 (すべり円弧の位置に応じて図-1に示される値)

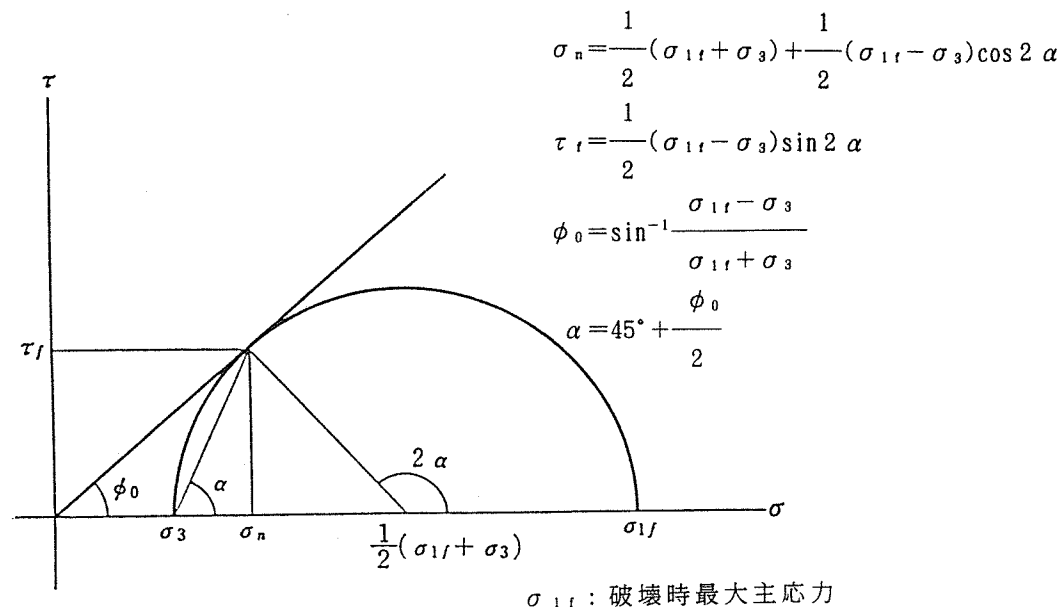


図-3 内部摩擦角 ϕ_0 の定義

(3) 堤体材料のせん断強度については、材料試験結果に応じて、上記イ、ロ、ハのうちいずれか適切な式を用いることとした。

ロック材料、砂礫材料などの非粘着性材料の内部摩擦角 ϕ_0 は、拘束圧、試験方法、材料の構造異方性などに依存しているが、本指針（案）では、試験機として最も普及している三軸圧縮試験機の試験結果を用いることを想定している。コア材料などの粘着性材料については、試験方法は、直接せん断あるいは三軸圧縮試験によるものとする。なお、特別の事由があるときには、他の適切な試験方法を用いるものとする。

2.5 安全率

式-2によって求まる安全率は、1.2以上とする。

安定計算には仮定を含み、物性試験には堤体の実情のすべてが必ずしも反映されているわけではない。したがって、安定計算では、検討結果に対して余裕をみる必要がある。余裕のみかたは、調査および試験の精度、材料の性状、設計値の採り方、施工、計算方法などにより適切に決定すべきである。

震度法による従来の設計では、安全率は1.2以上がとられ、それが適正であることは経験的に認められている。本指針（案）による検討は、本質的には従来の震度法による検討と変わらないから、従来と同じ安全率を設定した。

3. 震害の事例とその考察

フィルダムの耐震設計においては、既往の震害の経験を踏まえて、設計上の配慮を行うべきである。

地震によるフィルダムの損傷の事例を挙げると以下のようである。

① ダム天端およびその近傍の縦亀裂

フィルダムの天端およびその近傍には、ダム軸方向の縦亀裂が現れ易い。縦亀裂は全堤頂に亘って一条の亀裂が両岸まで続くことは少なく、雁行状に2～3条程度生じ、深さは多くの場合最大で1.0～1.5m程である。このような亀裂対策としては、天端法肩部におけるロックゾーンの厚さを比較的厚くとること、天端に適切な材料による保護層を十分転圧して設けること等は有効な方法である。堤体内にコンクリート遮水壁あるいはグラウトの注入等、堤体材料と剛性の著しく異なる材料が存在する場合には、地震時に亀裂を発生し易くする。したがって、このような構造物の堤体内への設置は極力避けるべきである。

② ダム天端およびその近傍の横亀裂

①の縦亀裂の震害事例ほど頻度は高くないが、天端付近には上下流方向の横亀裂が発生することがある。これは、ダム軸方向に、アバットメントの形状が急激に変化している場合に生じやすい。横亀裂の深さは縦亀裂と同様最大で1.0～1.5m程のことが多いが、もっと深い場合は縦亀裂と異なり漏水の水みちとなる可能性がある。したがって、アバットメントの著しい凸部等は除去したり滑らかに整形する等アバットメントの形状設計、およびフィルダム堤体と洪水吐の接合部の形状設計には慎重な配慮が必要である。

③ 堤体の沈下

フィルダムは竣工後数年は沈下を続け、その後微小の沈下はあるが収束に向かう。フィルダムが強い地震動を受けたときは、一般に若干の沈下が生じる。しかし、近代的に設計施工されたダムでは沈下量は少ない。基礎が良く締まっていない砂礫地盤あるいは土質地盤の場合、また、堤体の締固めが不十分である場合に大きな沈下が生じることがある。したがって、材料の選択と施工に留意すること、付加高さや堤頂幅を大きくとること、

余盛り高さを適切にとることは耐震的に好ましいことである。また、基礎が砂礫地盤であるときには粒度分布と密度を調査し、液状化の恐れがないことを確認する。

④ 法面のすべり・膨み出し

粘性土アースダムでは法面が膨み出すことがある。また、水締め工法のフィルダム等で基礎や堤体の一部が液状化し、すべった例がある。したがって、堤体材料の選択と施工法に留意し、水締め工法は採用しない。すなわち、遮水材料は地震動を受けたとき強度低下することなく、亀裂を発生しにくい材料であることが望ましく、適当に礫を含み締固め易い塑性的な粘性土は、このような性質を持つ。透水性材料については締固め易く、せん断強度の大きいものが望ましい。

⑤ 水理構造物の破損

古く築造された土堰堤では、堤体に取り付けられた斜樋・底樋などの取水構造物、あるいは洪水吐に被害の事例がみられる。したがって、洪水吐、放流管は堤体に設けない。

⑥ 漏水の増加

フィルダムの漏水量を地震前後で比較すると、漏水量が増加することもあるが、数週間程度で地震前の値に戻る場合が多い。しかしながら、漏水に濁りがあったり漏水量が増加する傾向にあるときには、速やかに漏水の位置を確かめるとともに対策をする必要がある。一般に適切なゾーニングはフィルダムの耐震性を向上させる。遮水ゾーンの上下流に良好なフィルターゾーンを配置することは亀裂の発生の抑制に好ましく、さらに下流側にトランジションゾーンあるいは透水性ゾーンを配置することは、万一の集中漏水を安全に排除する上で重要である。

以上、各種フィルダムにおける震害の事例を述べたが水締め工法のダムを除き、近代的な設計施工によるフィルダムは、既往の地震に対して大きな被害はなく満足すべき挙動を示している。

[以上]

Ⅱ．解 説

1. 総説について

海外におけるフィルダムの耐震設計指針(1, 2, 3)の基本的な考え方のひとつに次のようなものがある。

- ① 指針には安定計算上対象とすべき事項（例えば、堤体および基礎の液状化および永久変形）のみが示される。これらに対する計算法の具体的手順は定めず、その時点時点での state-of-the-arts（＝発展しつつある技術の最新の知見）に基づき設計解析するものとする。
- ② 指針に具体的な安定計算法の手順が示されていないから、専門家による委員会（board）を組織し、重要事項の決定にあたってはこの審議に委ねる。

この考え方に従えば、指針では検討項目のみを示し、その具体的方法は記さない。このような考え方に基づく指針も一方法であるが、本指針（案）では、わが国のダムと社会の関係およびダム築造の歴史的経緯等からは、少なくとも基本的堤体断面については、各ダムに共通して満足すべき最小限の要件を定めておくのが適当と考えた。したがって、必要に応じて、本指針（案）による検討に加えて、最新の知見による適切な工学的検討を行うことは望ましいことである。

現行の震度法は、堤体が剛に近く堤体の固有周期が極めて短い場合には大過なく適用できるが、固有周期が長くなり振動変形（応答）が生じる場合には適用が合理的でなくなるものと考えられる。修正震度法はこの点を修正した設計計算法である。

時刻歴応答解析法は精緻な方法として、近時急速な発展をみせている。時刻歴応答解析法は、入力として与えた地震動に対して堤体に生ずる応力や変形を精密に予測する可能性を持つ方法であるが、入力地震動および物性値により結果は大きく異なり、かつ出力された結果の判定にも高度な判断が必要である。また、この方法は、入力、計算法、物性値のどの分野でも細部における研究が発展しつつあり現状で規定化するのは困難である。したがって、現在のところ、この方法は、主として静的安定計算法によって定められたフィルダムの断面の、設計地震動に対する安定性の確認ないし追認方法として使われている。

以上のことから、時刻歴応答解析法にはなお解決すべき問題が残っていると
考え、本指針（案）に用いる安定性の検討方法としては、現時点では総合的に
みて修正震度法が適切と判断した。

2. 適用範囲について

本指針（案）は、一般的なフィルダムを対象にしたものであり、高さについ
ては、100m程度以下を対象とした。それは、ひとつには100m程度以下のフィ
ルダムについては材料物性値や実地震時挙動に関する経験の蓄積が多いこと、
ふたつには、高さが100m以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤にお
ける地震加速度の周波数特性を考慮すると本指針（案）で示した地震力を減ず
ることができる可能性があると考えたからである。

3. 設計地盤震度について

建設省では、昭和48年度より昭和51年度までの4年間、総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」を実施し、その研究成果として、土木・建築の両分野に共通する耐震設計の基本的諸事項を体系づけた「新耐震設計法(案)」がとりまとめられた(4)。これによると、震度法に用いる設計震度は次式による。

$$k_H = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_0 \quad \dots\dots(7)$$

ここに、

- k_H ：設計水平震度
- k_0 ：標準設計水平震度（=0.2）
- Δ_1 ：地域係数（表－1）
- Δ_2 ：地盤の特性による補正係数（表－2）
- Δ_3 ：その他の補正係数（表－3）

表－1 地域係数（ Δ_1 ）

地域区分	地域係数 Δ_1
強震帯地域	1.0
中震帯地域	0.85
弱震帯地域	0.7

表－2 地盤の種別による補正係数（ Δ_2 ）

区分	地 盤 種 類	係数
1 種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する） (2) 岩盤までの洪積層の厚さが10m未満	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層の厚さが10m未満	1.0
3 種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

表－3 建造物の種別による補正係数（ Δ_3 ）

種 別	係数
鋼構造物 コンクリート構造物 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物 土構造物	0.5

ダム基礎は、一般に岩盤であるから、 $\Delta_2=0.9$ とし、 Δ_3 については、最小値が0.5であり各種建造物の実情を考慮して決めるとされているので、 $\Delta_3=1.0$ とすると、式－7により定まる設計水平震度は次のようになる。

- 強震帯地域：0.180
 - 中震帯地域：0.153
 - 弱震帯地域：0.126
- 上記設計震度の小数第3位を切り上げると
- 強震帯地域：0.18
 - 中震帯地域：0.16
 - 弱震帯地域：0.13

となり、本指針（案）ではこの値を採用した。

強震帯、中震帯、弱震帯の地域区分は、建設省告示第1715号（昭和56年10月16日）により、次のように定められている。

(一) 強震帯地域

北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡（十勝支庁）、河西郡、広尾郡、中川郡、（十勝支庁）、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糖郡、野付郡、標津郡、目梨郡

青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡

岩手県の全域

宮城県の全域

福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬

郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡

茨城県の全域

栃木県の全域

群馬県の全域

埼玉県の全域

千葉県の全域

東京都の全域

神奈川県

長野県の全域

山梨県の全域

富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川

郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東砺波郡、西砺波郡

石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、

羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡

静岡県の全域

愛知県の全域

岐阜県の全域

三重県の全域

福井県の全域

滋賀県の全域

京都府の全域

大阪府の全域

奈良県の全域

和歌山県の全域

兵庫県の全域

鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡

徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、

名西郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡

香川県のうち大川郡、木田郡

鹿児島県のうち名瀬市、大島郡

(二) 中震帯地域

(一) 及び (三) 以外の地域

(三) 弱震帯地域

北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡

(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、

朝日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前

郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡

山口県の全域

福岡県の全域

佐賀県の全域

長崎県の全域

熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、

宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡

大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東

国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡

鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域

沖縄県の全域

以上を図に示すと図-4となる。

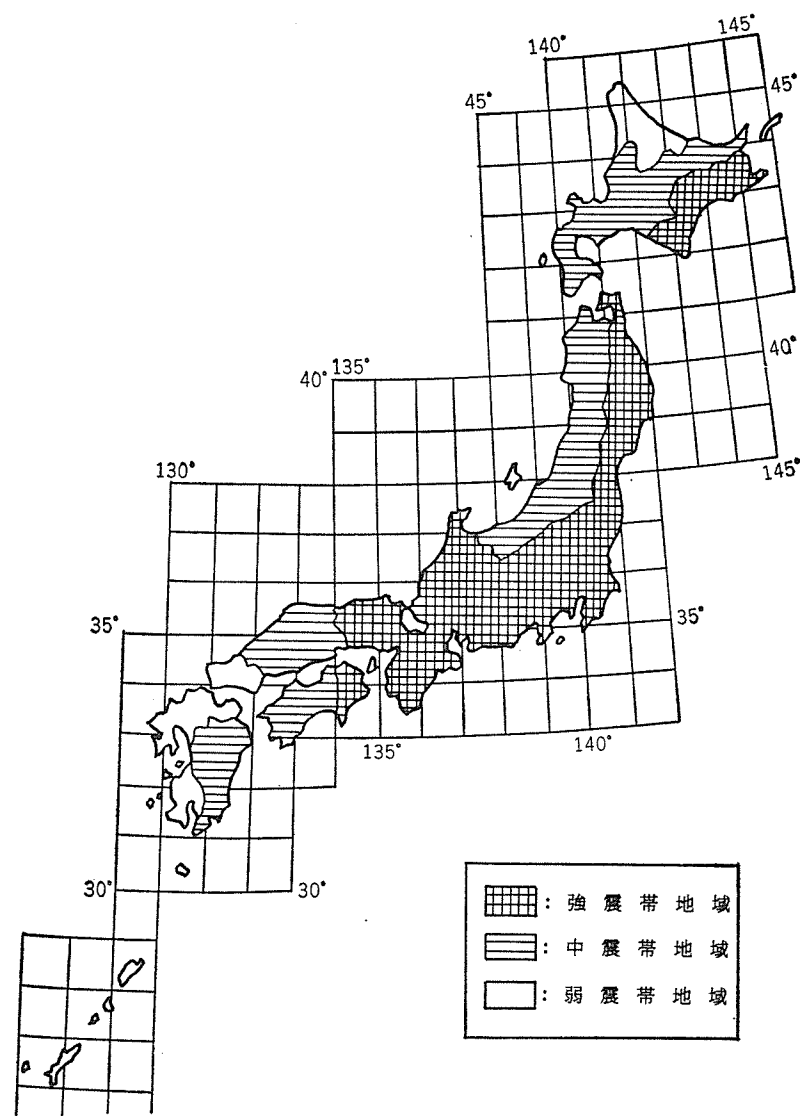


図-4 地域区分図（建設省告示第1715号による）

4. 堤体震力係数について

(1) 設計応答スペクトル

修正震度法による堤体応力を算定するときは、設計震度をきめ、それに質量をかけて地震力をきめる。したがって、地震力は静的な力として取り扱われ、堤体応力は静力学によって求められる。堤体各部に対する設計震度を求めるには、まずモーダル法によってモード毎に働く地震力を求め、ついで応答スペクトル法と2乗和平均法によって各部における最大応答加速度を求め、それをその標高における設計震度とする。応答スペクトル法では実地震の加速度記録を用いて1自由度振動系がこの地震動を受けた時の応答加速度の最大値を計算する。それは振動系の固有周期と減衰定数によるから、この最大値を縦軸に固有周期を横軸に、減衰定数をパラメータにとると一本のカーブが得られる。このカーブを応答加速度スペクトルと言う。このカーブは入力地震動の波形と大きさによって異なるが、波形が同じでも大きさが違うと縦軸の高さは入力大きさに比例して変わる。これは不便であるから、実際には縦軸として、

$$\beta = \frac{\text{応答加速度の最大値}}{\text{入力地震加速度の最大値}}$$

を用いることが多い。このときはスペクトルを加速度倍率スペクトルと言う。

このスペクトルは入力地震動の波形によって異なる。建設省土木研究所ダム部では既設ダム地点で観測した水平成分82個、鉛直成分32個の地震加速度記録を用いて加速度倍率スペクトルを作り、その性質を調べた(5)。それによると、入力地震のマグニチュードが7.5以上の場合、倍率は $T < 0.5$ 秒（ T ：振動系の固有周期）ではほぼ一定値を、それより長い T に対しては減少する傾向がある。また、一般的傾向としてはマグニチュードの大きい地震では比較的長周期の振動成分が大きい。図-5は $0.0 < T \leq 3.0$ の範囲で、82個の地震波に対する β の包絡線（最大値）を示したものである。

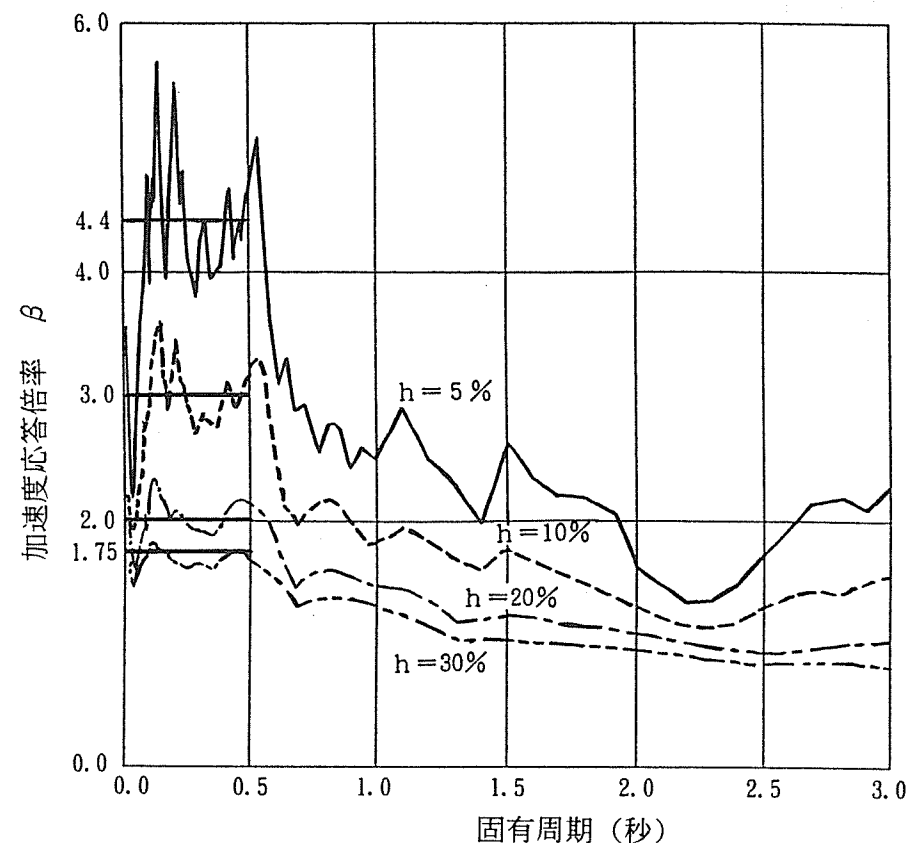


図-5 加速度倍率スペクトルの最大値 (5)

(2) 設計震度の分布

堤体震度の分布はモーダル法で求めることができる。弾性振動系の振動はその自由度の数に等しい1自由度振動系（それを基準座標という）の振動の重畳であり、その各々は入力地震動を受けて独立に振動する。これは弾性振動の基本的性質であって、モーダル法はその性質にもとづく振動解析法である(6)。

各基準座標の固有振動数 p とそのモード $\{\phi\}$ は後述の方法（参考2）によって求めることができる。フィルダムは自由度は無数にあるが実際には固有周期の長い方から順次3次程度までとる。これでダムの底部の近傍を除く部分の振動はかなりよく表すことができる。底部の近傍は非常に高次まで計算しないと正しい解は得られないが、底部の挙動は地盤の挙動とほぼ同じと推定されるのでこの面から知ることが出来る。

簡単のために以下の解析では堤体材料のせん断弾性係数は、微小変形におけるせん断弾性係数を一律70%に低下させた値を用いることとした。これは試算によれば地震時の応力状態における堤体の剛性の歪依存性は、固有振動モードには大きな影響を与えないことが認められたからである。減衰定数 h については、なお未解決の問題があるが、履歴減衰と逸散減衰（参考4, (7)）の合計として、多少保守的に考えて $h=0.20$ とした。

計算対象とした解析計算モデルに設定した堤体各層の質量及びせん断弾性係数の分布は図-6のとおりである。

図-6のような物性値を持つ高さ約90mのダムの1次ないし3次の基準座標の固有振動の周期とモードは図-7のようである。また、簡単のためこの図を3層にまとめて整理すると図-8となる。

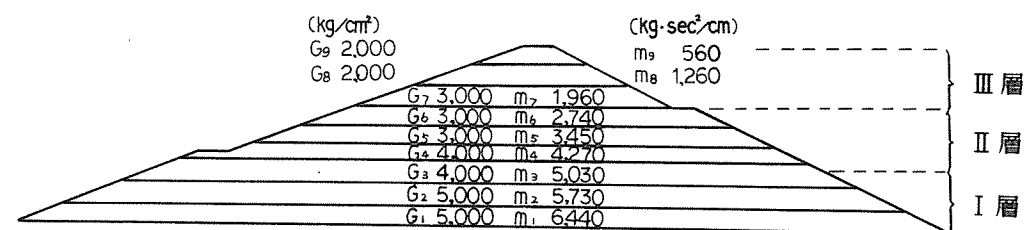


図-6 各層の質量、せん断弾性係数の分布

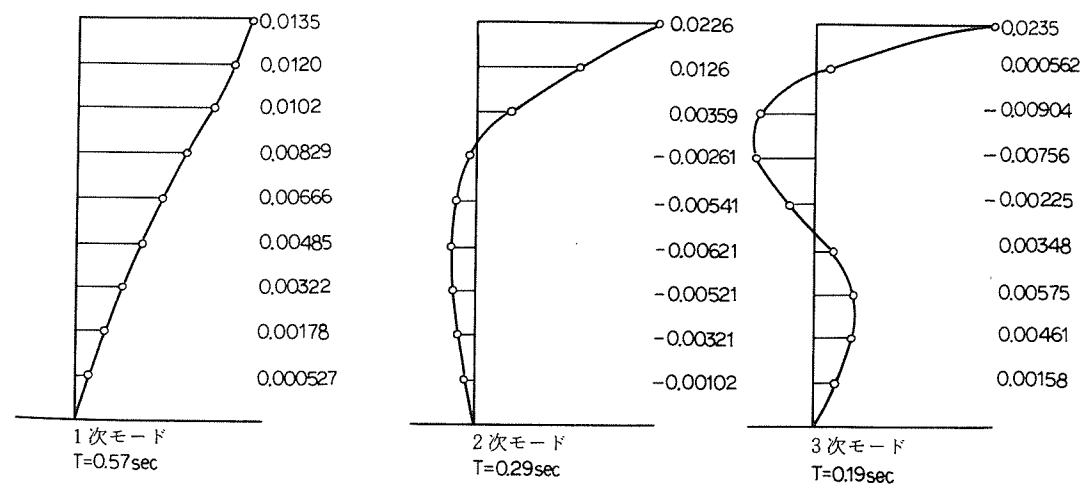


図-7 1～3次の固有振動の周期とモード図

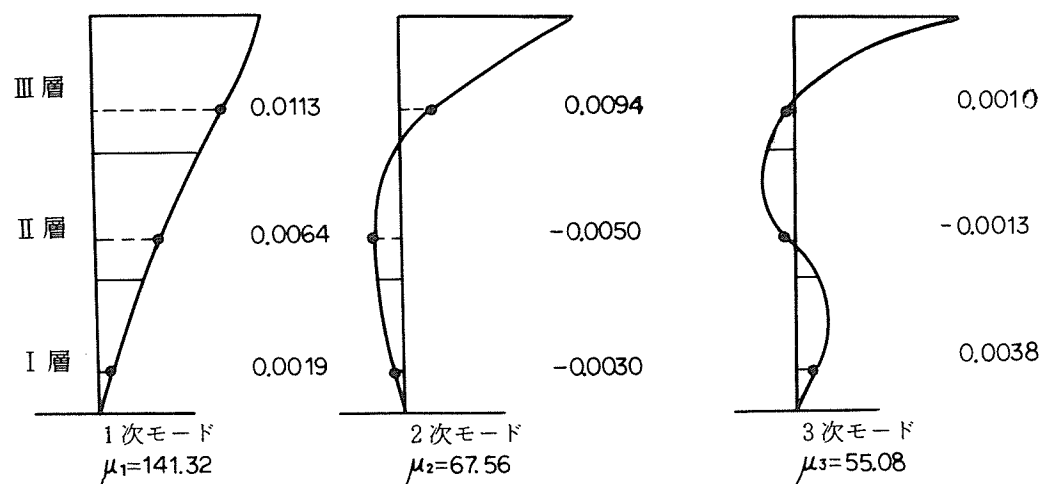


図-8 1～3次のモード振幅と刺激係数 ν

基準座標の特徴はそれらが互いに無関係に振動することである。したがって、構造物が地震動を受けるとその影響は各々一定の割合で各座標に分割され、その分割された地震動を受けて各基準座標は振動する。モーダル法によると地震力をうけるダムの挙動は次のように考えられる。ダムを図-9のようなバネと質量よりなる系におきかえる。その底部は不動点であり、地震加速度 $\ddot{U}$ の影響は各質点 m_i に働く地震力として表現される。 y は質点の地盤に対する水平相対変位である。水平相対変位 $\{y\}$ は基準座標変位 $\{Q\}$ の1次式で表される。両座標はモード函数 $[\phi]$ によって次式で関係づけられる。すなわち

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \phi_{11} Q_1 + \phi_{12} Q_2 + \phi_{13} Q_3 + \dots \\ y_2 &= \phi_{21} Q_1 + \phi_{22} Q_2 + \phi_{23} Q_3 + \dots \\ y_3 &= \phi_{31} Q_1 + \phi_{32} Q_2 + \phi_{33} Q_3 + \dots \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

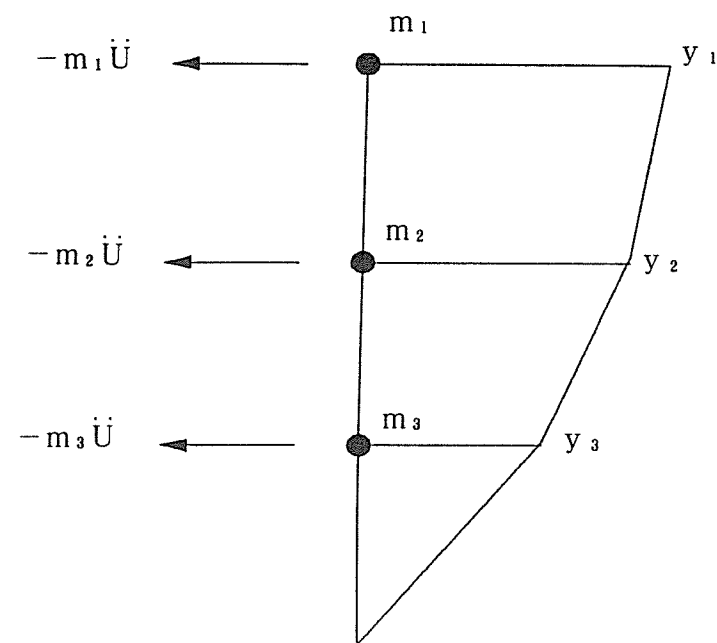


図-9 バネ-マス系の変位と地震力

振動系の運動を $\{y\}$ で表すと運動方程式は連立微分方程式となって解きにくい。が $\{Q\}$ で表すと各々が次のような独立した並立の微分方程式となって解き易くなる。

$$\frac{d^2 Q_i}{dt^2} + 2 p_i h_i \frac{d Q_i}{dt} + p_i^2 Q_i = -\nu_i \ddot{U} \quad (i=1, 2, 3, \dots) \dots (9)$$

i は基準座標の次数、 p_i は円振動数、 h_i は減衰定数である。 ν_i は刺激係数

$$\nu_i = \frac{m_1 \phi_{1i} + m_2 \phi_{2i} + m_3 \phi_{3i} + \dots}{m_1 \phi_{1i}^2 + m_2 \phi_{2i}^2 + m_3 \phi_{3i}^2 + \dots} \dots (10)$$

である。

運動方程式-9を解いて

$$Q_i = - \frac{\nu_i}{p_i} \int_0^{t \dots} \ddot{U}(\tau) e^{-p_i h_i(t-\tau)} \sin p_i(t-\tau) d\tau \quad \dots\dots(11)$$

これを2回微分すると

$$\begin{aligned} \frac{d^2 Q_i}{d t^2} &= -\nu_i \ddot{U}(t) \\ &+ \nu_i p_i \int_0^{t \dots} \ddot{U}(\tau) e^{-p_i h_i(t-\tau)} \{\sin p_i(t-\tau) + 2h_i \cos p_i(t-\tau)\} d\tau \\ \therefore \frac{d^2 Q_i}{d t^2} + \nu_i \ddot{U}(t) &= \nu_i p_i \int_0^{t \dots} \ddot{U}(\tau) e^{-p_i h_i(t-\tau)} \sin p_i(t-\tau) d\tau \dots\dots(12) \end{aligned}$$

上式の左辺は相対変位の加速度に入力地震動の加速度を加えたものであるから Q_i 方向の絶対加速度である。右辺は時間の函数でその最大値は加速度倍率スペクトルとして図-5に示されている。よって i 次振動の固有周期に対応する倍率を β_i とすれば、

$$\left[\frac{d^2 Q_i}{d t^2} + \nu_i \ddot{U} \right]_{\max} = \nu_i \beta_i \ddot{U}_{\max} \quad \dots\dots(13)$$

実変位方向の加速度は基準座標方向の加速度に $[\phi]$ をかけることによって求めることができる。よって α_{ji} を質点 j の i 次基準座標の強制振動によって生ずる y_j 軸方向の加速度とすると

$$\alpha_{ji} = \phi_{ji} \nu_i \beta_i \ddot{U}_{\max} \quad \dots\dots(14)$$

したがって、質点 m_j に働く最大地震力は各々、

$$m_j \phi_{j1} \beta_1 \nu_1 \ddot{U}_{\max}, m_j \phi_{j2} \beta_2 \nu_2 \ddot{U}_{\max}, m_j \phi_{j3} \beta_3 \nu_3 \ddot{U}_{\max}, \dots\dots$$

となる。これらの最大地震力は各モードについて同時刻におきとは限らないからこれらの単なる総和をとることは一般に大きすぎる。それで通常は2乗和平均を以て m_j に働く最大地震力とする。よって m_j 点に働く地震荷重の地盤最大加速度に対する倍率は

$$\begin{aligned} &\alpha_{j\max} / \ddot{U}_{\max} \\ &= \sqrt{(\phi_{j1} \beta_1 \nu_1)^2 + (\phi_{j2} \beta_2 \nu_2)^2 + (\phi_{j3} \beta_3 \nu_3)^2 + \dots} \quad \dots\dots(15) \end{aligned}$$

以上にはもっぱら水平動について考察したが、実際は更に上下動の影響を考慮する必要がある。上下動がフィルダムの安全性に及ぼす影響についてはこれまであまり研究された例はなかったが田村教授の研究(参考3,(8))によるとロックフィルダムの破壊に対する鉛直加速度の影響は水平加速度の影響ほど大きくない。また、解析によると法面が滑動しはじめる時の加速度は、水平動と同程度の鉛直力が働く場合は水平動が1~2割程度大きくなったことと同程度である。よってこの結果を参考にして、設計計算では水平動のみを考えることとし、上下動の影響として水平動の強さを10%だけ増加することとした。図-8に示す ϕ と前記の ν から式-15の値を3次基準座標の振動までとって水平震度を求め、互いにこれに上下動の影響10%を加えて求めた倍率は図-10の細実線のようにになる。ただし、ここでは $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ については図-5を参考にして、
 $\beta_1 = 2.0, \beta_2 = \beta_3 = 1.4$
 とした。また、計算を簡単にするためこの分布を等値の階段状分布に改めたのが図-10の太い破線である。

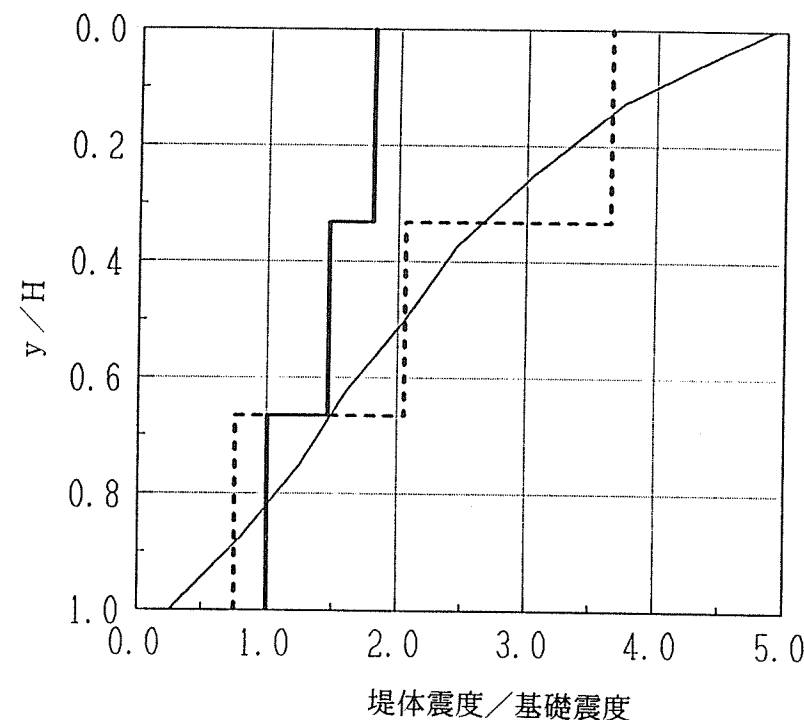


図-10 震度係数の分布

しかし、経験によると加速度のピーク値はかなり大きな値が観測されても実際の構造物は破損しない場合が多い。また、文献(9)によると観測加速度のピーク値と構造物が破損しない設計震度の間の関係についての提言もある。こうした点を考慮して設計震度は堤体上部の方では上限1/2 まで割り引き、反対に低部の方では最下端の加速度を地盤の最大加速度に等しくとるとして得られた倍率は図-10に太い実線で示す階段状のグラフとなる。

(3) 震力係数

ダムが大きな地震力をうけると堤体にはすべりがおきて土塊が滑落する。すべり土塊を多数の薄片にわけ、薄片の標高における震度係数と薄片の重量との積を求めるとそれは薄片に働く地震力である。よって土塊を構成する全薄片に働く地震力の和は土塊に働く地震力であり、薄片に働く地震力のモーメントの和は土塊に働く地震力のモーメントである。この計算に於いてすべり線の形は円形と仮定する。

設計震度係数の分布は図-10の太い実線で階段状に示されているから薄片の重量に乗すべき震度係数はダムの上の部分だけの土塊がすべる時は土塊全域について一定の値である。よって土塊に働く地震力やモーメントは簡単な計算で求めることができる。

しかし、すべり土塊が大きく、その下端がダムの方下にまで及ぶ時は震度係数は土塊内の1個または2個の標高で不連続に変わり、土塊に働く地震力やモーメントを求める計算はかなり煩雑になる。土塊の安定の検討には土塊に働く地震力のモーメントが重要な影響をもつので以下にはモーメントを問題にすることとし、こうして求められたモーメントと同じ大きさのモーメントを与えるような土塊内では一様と仮定された震度係数を求める。

この震度係数を震力係数と名付けると、あらかじめ震力係数を求めておけば土塊に働く地震力のモーメントは簡単な計算で求めることができる。震力係数は土塊の形とその最下端の標高によって変わる。それで最下端の標高が同じである種々の円形すべり線を仮定して震力係数を試算した結果によると震力係数は土塊の形によっては殆どかわらず、もっぱらすべり土塊の標高 y によってきまる(10)。したがって、震力係数分布を示すカーブはもっぱら y の函数となる。

図-11は図-10に太い実線で示した震度分布をもとに画いた震力係数分布であり、それはほぼ直線状のカーブになっている。

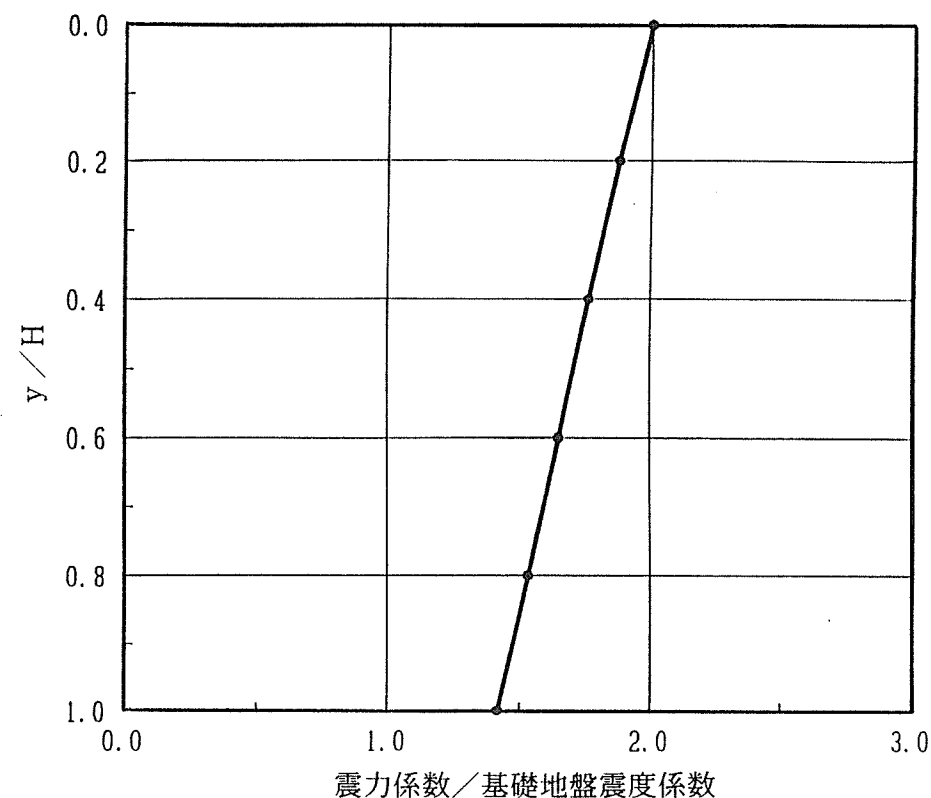


図-11 震力係数の分布

以上は応答スペクトル法とモーダル法を用いた堤体震力分布の試算の結果である。同様の試算が8個の実地震の加速度波を入力させて別の面から行われた(11)。このときはFEM法によって堤体の地震応答を計算し、円形すべり面についての震力係数が求められた。計算に用いた入力地震動は表-4に示されている。FEM法には種々のプログラムがあるが、用いたのはSHAKEM(12), QUAD-4(13), FLUSH(14)の3種である。図-12は地盤最大加速度を0.2gに調整して作成した8波の入力波に対する各 y/H 毎の土塊に生ずる地震力の地震動継続時間中の最大値(=平均震度)を加速度で示したものである。

計算結果を比較するとQUAD-4とFLUSHの結果はかなり似ており、SHAKEMの結果はやや異なっている。前者は2次元計算、SHAKEMが1次元計算であることがこの差を生じたものと思われる。これら8波の入力波に対する平均震度の最大値を求め、設計に用いる地震力としては過去の研究・事例よりこれを70～80％程度に減じた値を採用すると図-13となる。なお、参考のため8波の入力波に対する堤体の標高別の最大加速度分布を示すと図-14のようになる。

表-4 入力地震波の特性

ケース	観測地点	地震名	M	L (km)	卓越周波数 F	F/F ₀
1	御所ダム	日本海中部地震	7.7	198.0	0.59 Hz	0.35
2	皆瀬ダム	宮城県沖地震	7.4	167.0	0.78 Hz	0.46
3	横山ダム	岐阜県中部地震	6.6	60.0	1.07 Hz	0.63
4	十勝ダム	日高山脈北部地震	7.0	62.0	1.61 Hz	0.95
5	田瀬ダム	日本海中部地震	7.7	264.0	2.39 Hz	1.41
6	御所ダム	岩手県中部地震	6.6	69.0	3.20 Hz	1.88
7	三保ダム	伊豆半島沖地震	6.7	56.0	4.15 HZ	2.44
8	三保ダム	神奈川県西部地震	5.8	12.0	6.59 HZ	3.88

(注) M: マグニチュード, L: 震央距離, F₀: ダム固有周波数

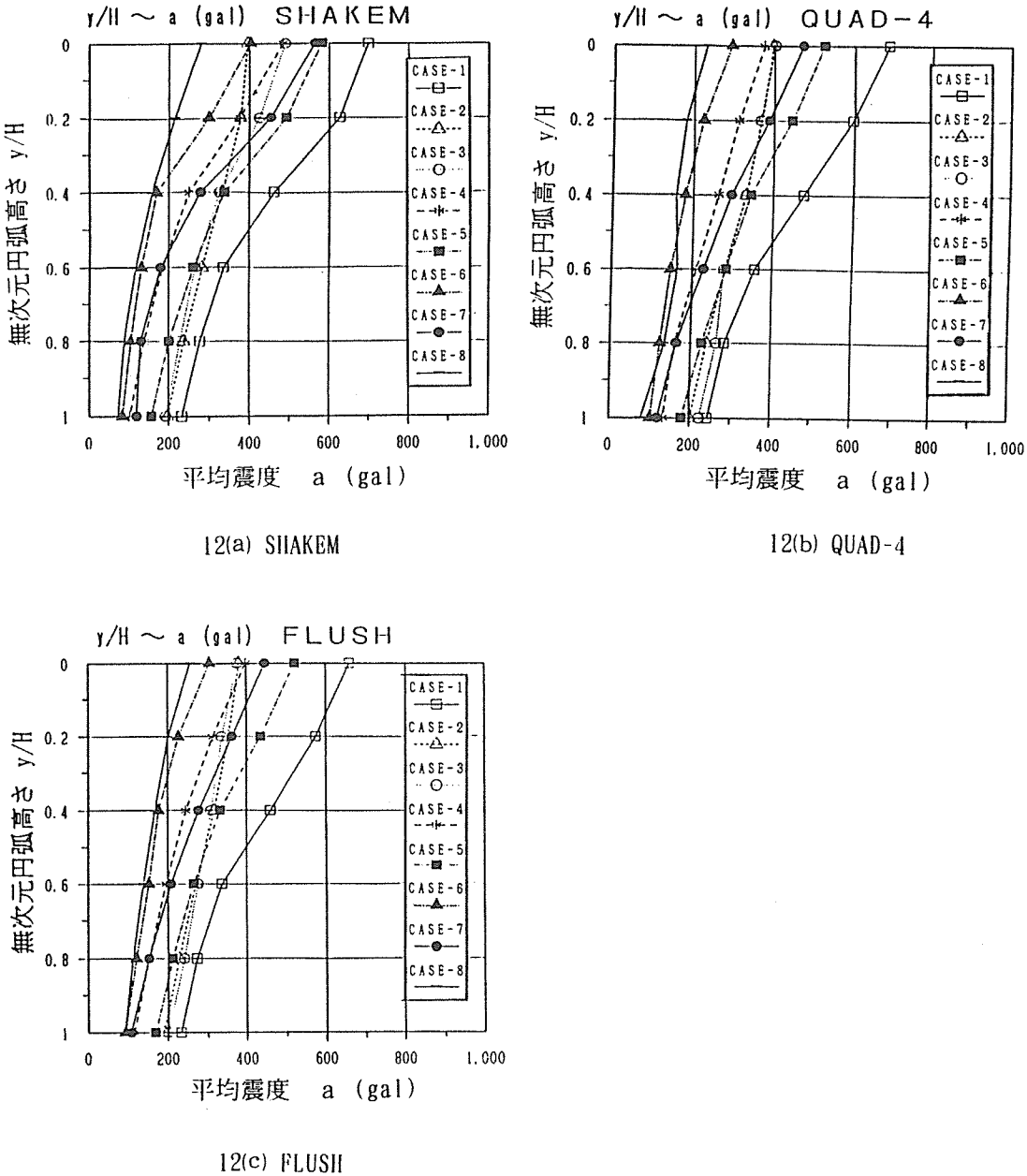


図-12 円弧すべり土塊平均震度分布(11)

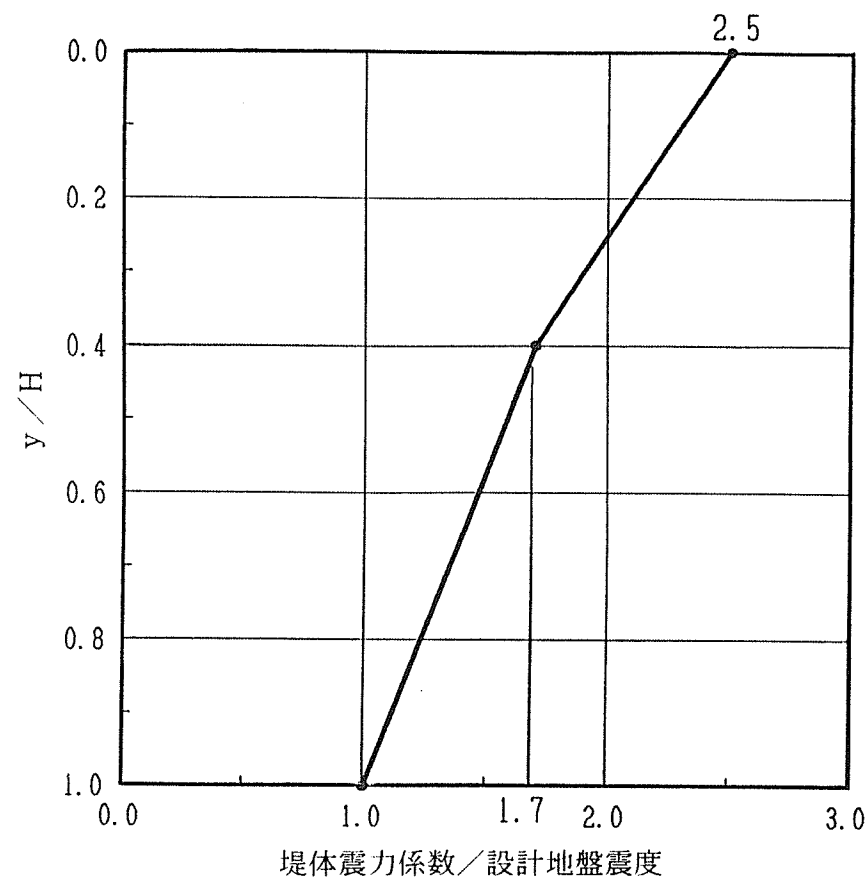
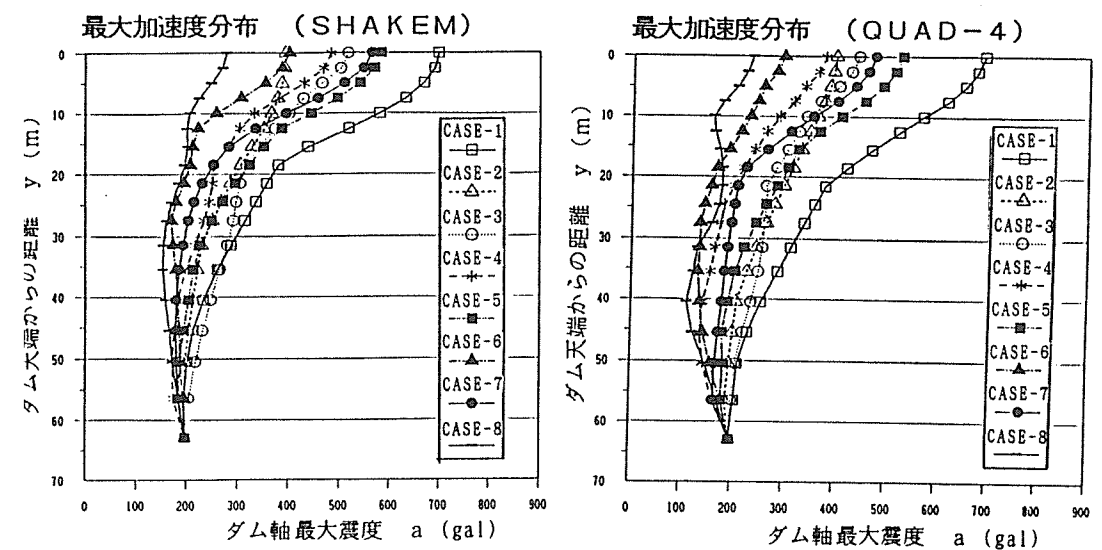
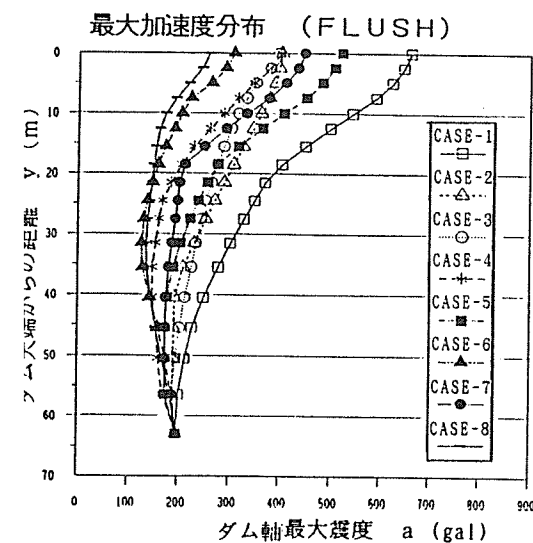


図-13 堤体震力係数の分布 (図-12に対応)



14(a) SHAKEM

14(b) QUAD-4



14(c) FLUSH

図-14 最大加速度分布 (図-12の各8ケース)

図-14に示す8個の震度分布の平均値は図-15の3本の細実線となる。QUAD-4とFLUSHはほぼ同じ値を示し、SHAKEMはこれらに比してやや大きい。各々の地震波の倍率を3種のプログラムで計算して得られたうちの最大の倍率は図-15の太実線で示されている。これとモーダル法と応答スペクトルの組み合わせで求めた最大倍率(図-15の太破線又は図-10の細実線)とを比較するとダムの頂部付近を除いては概ね両者は一致している。ただし、頂部では後者がかなり大きい。

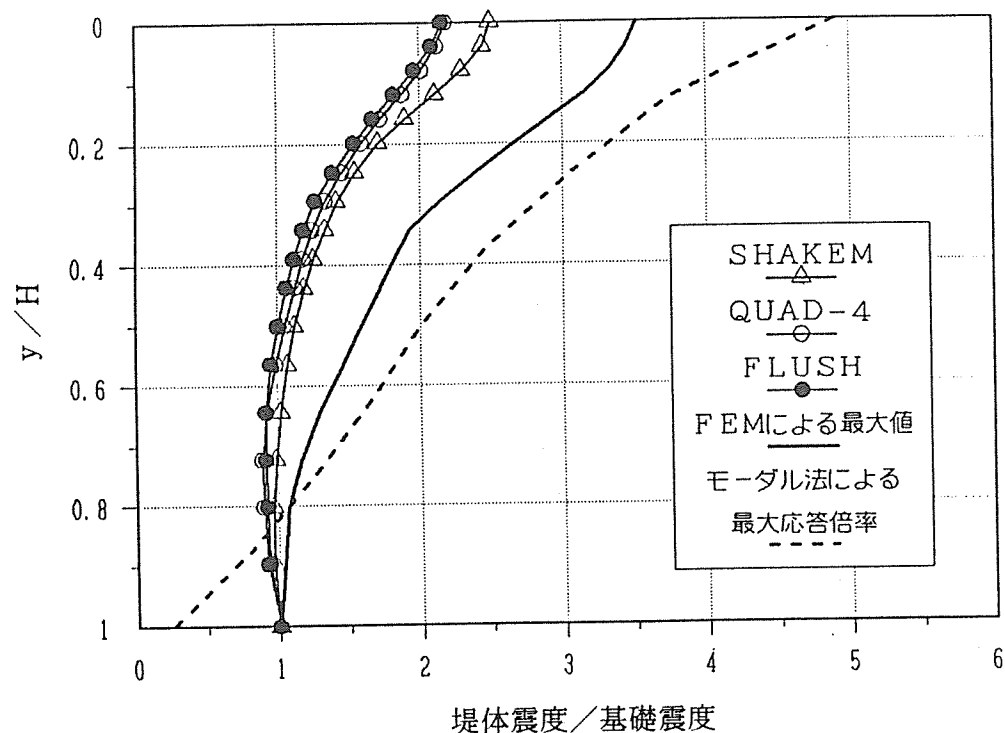
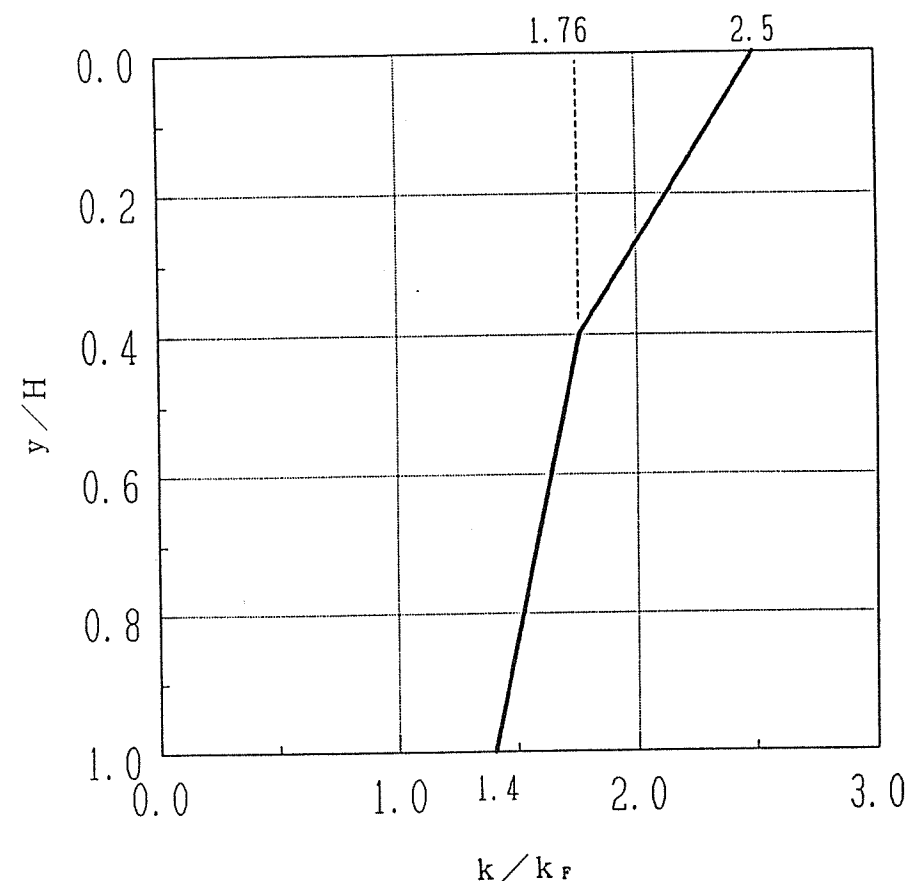


図-15 堤体応答加速度の比較



k : 堤体震力係数 k_F : 設計地盤震度

図-16 堤体震力係数

設計に用いる構造物に働く地震力の分布を表すのに図-10のような震度によるのか図-11または図-13のような震力係数によるのがよいかは各々一長一短がある。ただ現実にはこれまで現業で用いられたプログラムがほぼそのまま使えるという便宜を考えると土塊内の震力を一定とおく震力係数表示の方が都合がよい。よってここでは震力係数表示を採用した。ここに得られた震力係数図には図-11と図-13の両方がある。すべり土塊が上部に限られる時は後者の方が、下部にまで及ぶ時は前者の方が大きな値を示している。いずれが適正であるかは必ずしも言えない。よって安全側を考えて下部の方では図-11を上部の方では図-13を採用することにした。その結果、設計震力係数分布曲線が図-16の如く得られた。即ち設計震力係数の基礎地盤の震度に対する倍率はダム底

では1.4倍、堤高の6割の標高では1.76倍、堤頂では2.5倍としその間は直線的に変わるものとした。図-17は、実物フィルダムあるいは大型模型におけるダム天端とダム基礎における最大加速度の関係を示したものである(15, 16, 17)。これによれば地震動が大きくなると天端の基礎に対する応答倍率は低下し、強震時には2～3倍程度となり、図-14の加速度応答倍率の範囲内にあり図-16の震力係数の設定は実測に照らしても妥当と考えられる。

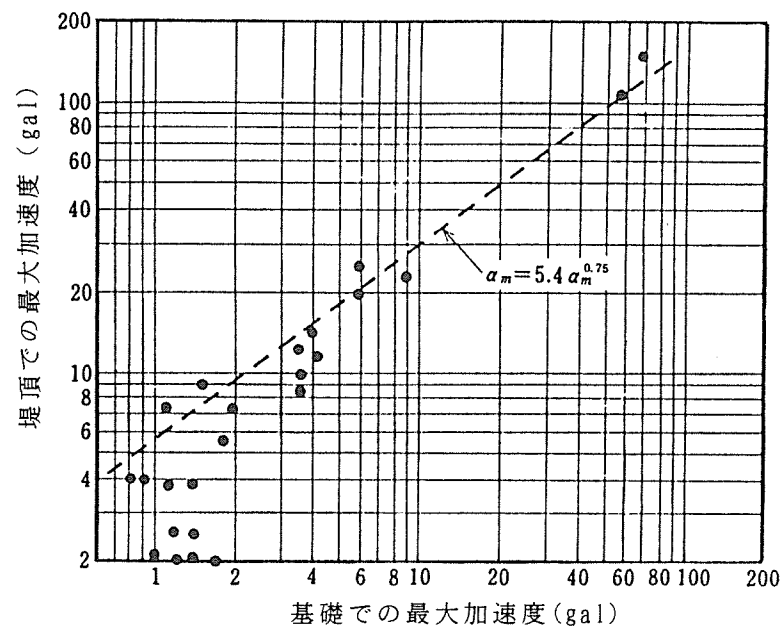


図-17(a) 基礎と堤頂の最大加速度(15)

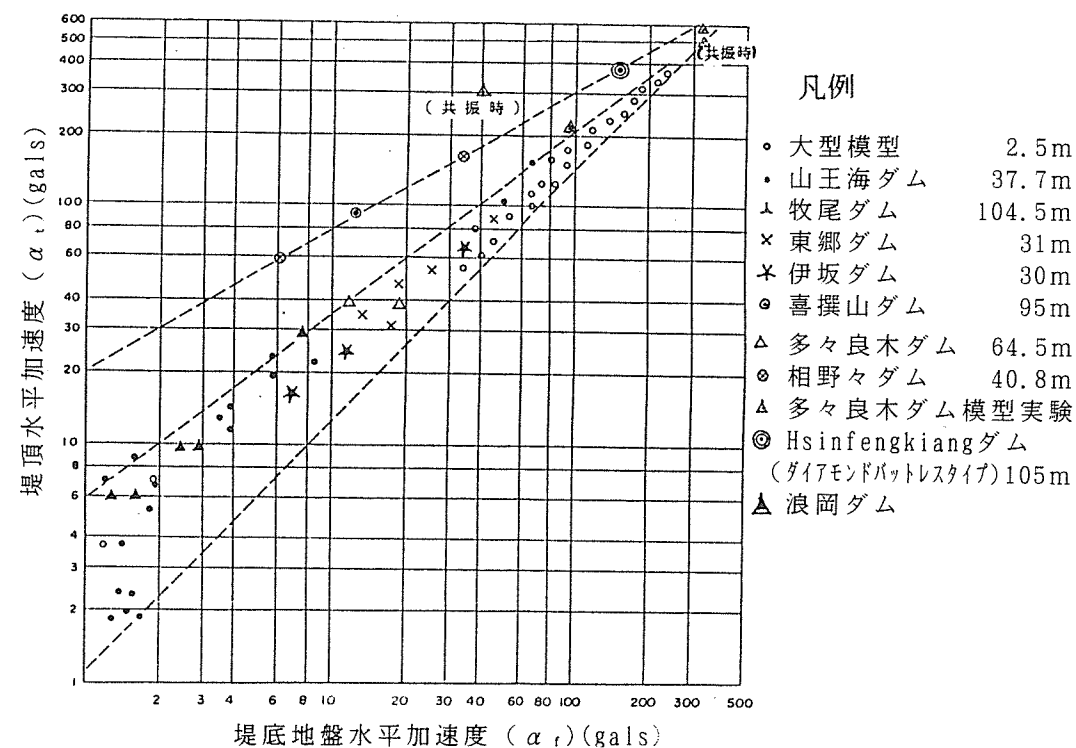


図-17(b) 堤頂および堤底最大加速度
(沢田敏男教授による)

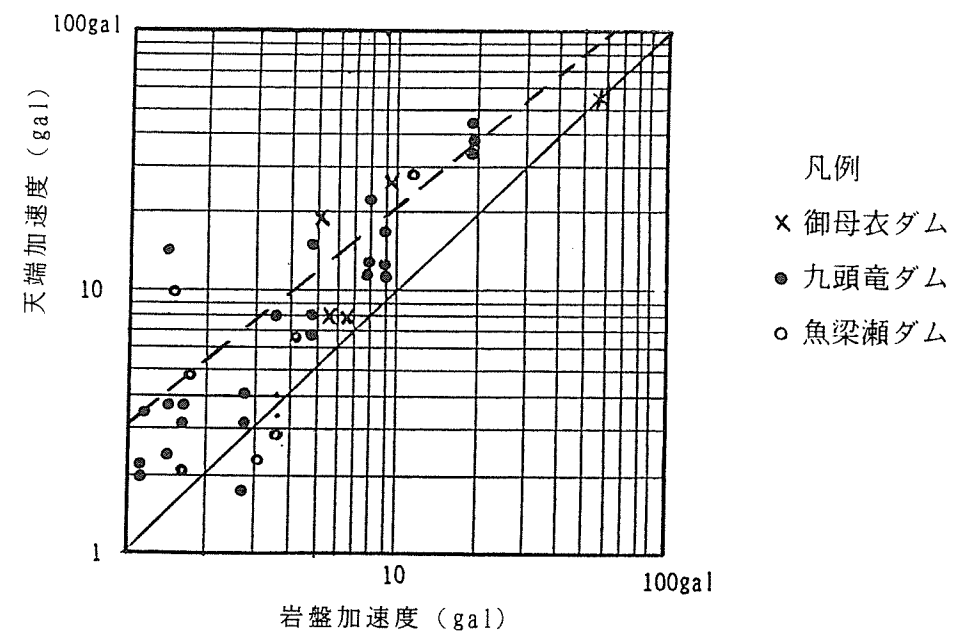


図-17(c) 岩盤と天端の最大加速度(16)

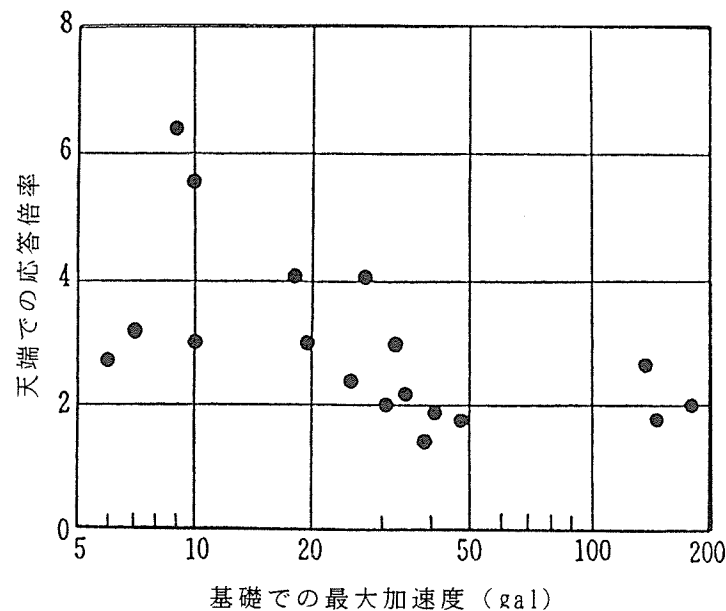


図-17(d) フィルダムの応答倍率 (17)

(4) 固有周期による震力係数の補正

岡本教授の研究(15, 18)によると、ロックフィルダムの平均的な固有周期 T (秒) は、堤高が H (m) の場合、次式で与えられる。

$$T = \frac{0.5}{100} \times H \quad \dots\dots(16)$$

式-16によると堤高が100m以下の場合、固有周期は0.5秒以下である。図-5を参照すると $T < 0.5$ の範囲では、加速度応答倍率 β はほぼ一定とみなせる。したがって、 $T < 0.5$ の範囲のフィルダムに作用する地震力は、高さによることなく図-1を使ってよい。しかし、図-5によれば T が 0.5秒以上で β は減少している。このことが、2.「適用範囲について」の説明で、高さが 100m以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると本指針(案)で示した地震力を減ずることができる可能性がある」と述べた意味である。すなわち、高さ 150m級ダムでは β を20%程度低減し得る。しかし、Loma Prieta地震のダムサイトでの実測記録によれば、 $T = 1.0$ 程度まで β は低下していない。このような例もあることを考えると高さ100m以上のダムの β については、ダムサイトの地震事情を考え慎重に決定する必要がある。

5. 安定計算について

(1) 安定計算式

本指針(案)では、すべりに対する安全率 F_s は、式-2によって求めるものとしている。

式-4における $\bar{\sigma}_n$ の求め方であるが、簡便法の場合、静水圧下のスライスについては、次式となる。

$$\bar{\sigma}_n = (\bar{W} \cos \theta - k W \sin \theta) / \ell \quad \dots\dots(17)$$

次に浸透流のあるスライスについては、浸透流解析等により間隙水圧分布を求め、スライスの上面、両側面、底面にこの得られた間隙水圧を作用させ、重量としては自由水面下については飽和重量、自由水面より上位については、湿潤重量を用い、式-4の $\bar{\sigma}_n$ および式-2の M_D を求める。

なお、浸透流があるスライスの場合、上記の「間隙水圧+飽和重量」法の代わりに、重量として水中重量を用い、浸透流の作用を物体力(=浸透力)として評価する「浸透力+水中重量」法でも結果は同一である(19)。

なお、従来フィルダムの安定計算では式-2, 5において $h \approx r$ と近似し、地震力をスライス底面に作用させる方法が慣用されていたが、本指針(案)ではこれを改め地震力をスライス重心に作用させる計算式を使うこととした。

(2) 堤体材料のせん断強度

設計に用いる材料のせん断強度は堤体の破壊の様式との関係で定めるべきである(20)。既往のダムの震害事例および模型実験からフィルダムの破壊(21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29)を分類すると、パイピングなどの浸透破壊を除き、①地震動による大きな永久変形(代表的には沈下)、②地震終了後におけるすべり破壊、③地震中におけるすべり破壊になる。以下この3形式の破壊とせん断強度の関係を考察する。

① 地震動による大きな永久変形(代表的には沈下)

この破壊様式には、繰返し載荷強度(動的強度)が対応する。堤体材料が繰返しせん断応力を受けたときに生ずる累積ひずみを γ_p とすると、 γ_p は地震以前に作用している静的応力 $\bar{\sigma}_s$ 、繰返しせん断応力 τ_d 、繰返し回数 N に依存し、繰返し載荷試験により求められる(30)。現在の

ところ、 γ_p から堤体の沈下等を精度よく予測する方法が確立していないが、一般に γ_p が 5 % 程度以下であれば、堤体に生ずる永久変形は問題ないとされている(31)。既往の震害事例からは基礎条件が良好で転圧されたフィル堤体では、地震による沈下は小さい。

② 地震後におけるすべり破壊

この破壊様式は、水締めフィルダムにおいて認められている。すなわち、堤体中の一定部分のシルトあるいは細砂が、地震動を受けて強度を失い、地震後浸透作用により堤体の残りの部分も更に強度低下を来し、すべりを生じたものである。このすべり破壊の安定性の検討には、残留強度を用い、荷重としては自重のみを考慮する(32, 33)。しかし、転圧された通常のフィルダムの材料では、繰り返し荷重により、著しく強度低下するものはない。なお、水締め工法は過去の震害事例が多いので、本指針(案)では採用しないことを前提としている。

③ 地震中のすべり破壊

すべり破壊では、すべり面に大きなひずみが集中するものであり、この場合のせん断強度を求める試験方法としては、単調載荷試験が適切である。排水条件としては、排水と非排水がある。密な砂の非排水強度は初期間隙水圧に依存するが(34)、よく締固めたロック材料の場合も、非排水強度は、貯水深に相当する初期間隙水圧の大きさに依存する。コア材の場合は、小さな拘束圧の範囲を除き、非排水強度は排水強度より小さく、その程度は載荷速度や異方圧密の程度によって異なる。

フィルダムの堤体材料が液状化の恐れがない場合、時刻歴応答解析から得られる堤体の応答加速度を用い、堤体の永久変形(主として沈下)量を求め、これが許容値内であれば安定とする方法がある。この方法では、堤体にすべり面を仮定し、すべり土塊の安全率が 1.0 となる加速度(=限界加速度)を求め、Newmark の方法(35)によって永久変形量を計算する(36, 37)。このときのせん断強度としては、単調載荷強度が用いられている。

以下フィルダムの堤体材料をロック材料や砂礫材料などの非粘着性材料とコア材などの粘着性材料に分けてせん断強度に関する式-3の適用性を述べる。

非粘着性材料

図-18は、ロック材料の繰り返し載荷強度と単調載荷強度を比較したものである(38)。この試験では繰り返し載荷試験において累積ひずみ γ_p を 2.5 %、繰り返し回数 N を 20 回としているが、使用したロック材料と三軸試験機の組合せでは載荷能力の関係で大きなひずみを出せないのこの値を使ったのであって、これがフィルダムの動的な破壊の定義として必ずしも適当ということではない。したがって、 $N=20$, $\gamma_p=5\%$ とした場合の動的強度はもっと大きなものとなるはずである。

この図によるとここに試験したロック材料では $p_c < 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ のときには盛立てられて異方圧密されている材料の繰り返し載荷強度(動的強度)は単調載荷排水強度(静的強度)と同等以上あることがわかる。

σ_a = 三軸試験における軸応力 (kgf/cm^2), $\bar{\sigma}_a$ は同有効応力

σ_r = 三軸試験における周圧 (kgf/cm^2), $\bar{\sigma}_r$ は同有効応力

$\bar{p} = \frac{1}{2} (\bar{\sigma}_a + \bar{\sigma}_r)$

$q = \frac{1}{2} (\sigma_a - \sigma_r)$

$\bar{p}_c$: 単調あるいは繰り返し載荷試験における圧密終了後の $\bar{p}$

$\bar{p}_r$: 単調載荷試験における最大軸差応力時の $\bar{p}$

q_r : 単調載荷試験における最大軸差応力時の q

q_d : 繰り返し試験で規定繰り返し載荷回数で規定ひずみに達する q

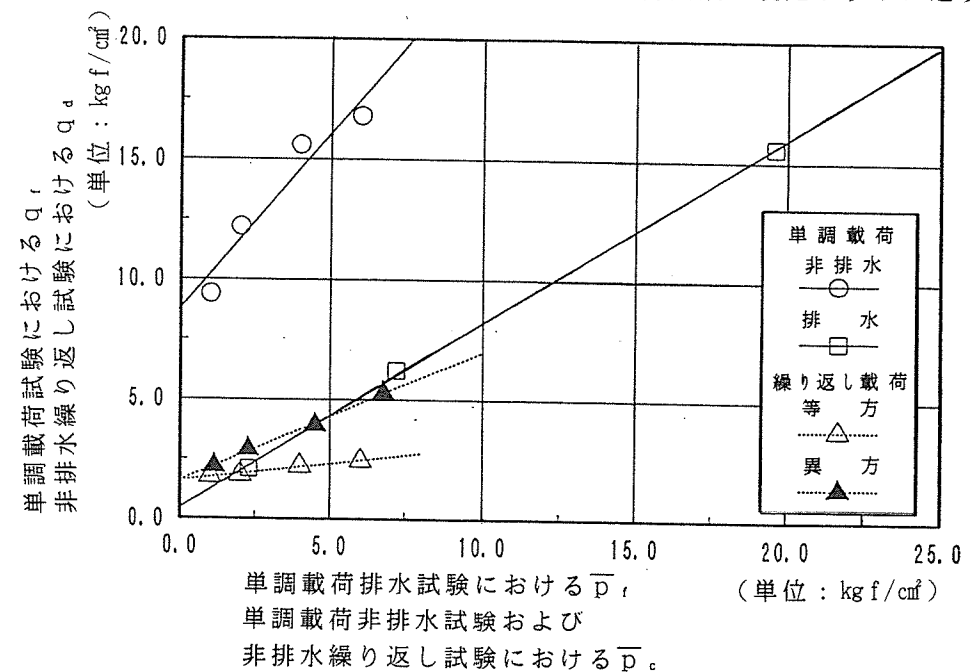


図-18 ロック材料の単調載荷および繰り返し載荷強度(35)

式-3における τ_i については、従来の震度法では単調載荷排水強度を採用してきた。本指針（案）は、安定計算法として修正震度法を採用しているので従来の震度法にならい、 τ_i は単調載荷排水強度を用いるものとする。したがって、図-18によってこの設定は安全側と考えられる。ただし、材料によっては必ずしも図-18のような関係とならない場合もあるから材料の特性に応じた判断が必要である。また、下流側透水ゾーンの非粘着性材料については、乾燥した状態にあり、排水強度内の繰り返し荷重に対しては永久ひずみの累積は極めて小さいので、強度としては、単調載荷排水強度を用いるものとする。

次に単調載荷排水強度について、内部摩擦角 ϕ_0 を次式で定義して考察する。なお、 $\overline{\sigma}_1$ 、 $\overline{\sigma}_3$ はそれぞれ最大、最小の有効主応力である。

$$\phi_0 = \sin^{-1} \left[\frac{\overline{\sigma}_1 - \overline{\sigma}_3}{\overline{\sigma}_1 + \overline{\sigma}_3} \right]_{\max} \quad \dots\dots (18)$$

ϕ_0 は、文献(39,40)によると砂やロック材料の場合、拘束圧、試験方法、材料の構造異方性などに依存している。すなわち、平面ひずみあるいはねじり単純せん断試験から得られる ϕ_0 は、他の条件が同じなら、中間主応力の影響で三軸圧縮試験から得られる ϕ_0 よりも大きい。また、異方性の点については、堆積面（フィル材料の場合は盛立面）と最大主応力の作用方向とのなす角を δ とすると、他の条件が同じなら $\delta = 90^\circ$ のとき ϕ_0 は最大となる。つまり、通常の三軸圧縮試験では盛立面と最大主応力方向が直角で $\delta = 90^\circ$ となり異方性の面からは大きめに ϕ_0 が出る場合にあたる。 ϕ_0 の拘束圧依存性については、文献(39)によると間隙比0.70の豊浦砂の場合、 $\overline{\sigma}_3$ が5 kgf/cm²から1 kgf/cm²に減少すると平面ひずみ試験から得られる ϕ_0 は44.3°から46.4°に増加する。一方文献(41)によると、径113cm、高さ250cmの三軸供試体による間隙比0.30のロック材料（玄武岩碎石）の場合、 $\overline{\sigma}_3$ が5 kgf/cm²から1 kgf/cm²に減少すると ϕ_0 は45.6°から51.1°に増加する。なお、文献(41)では高い拘束圧下の三軸試験も実施しており、 $\overline{\sigma}_3 = 20 \text{ kgf/cm}^2$ のとき ϕ_0 は39.5°である。文献(42)によると、多種類のロック材料の三軸圧縮試験から求めた平均的な ϕ_0 は、 $\overline{\sigma}_3$ が5 kgf/cm²から1 kgf/cm²に減少すると41.1°から45.7°に増加する。これらの事例からは、ロック材料の方が砂よりも ϕ_0 の拘束圧依存性が高いことがわかる。

したがって、本指針（案）では、フィルダムでは広い拘束圧の範囲を使うので非粘着性材料の ϕ_0 について式-3のロ又はハのように拘束圧依存性を評価できる式を使うこととしている。ロック材料について、ねじりせん断試験と三軸圧縮試験から求まる ϕ_0 を比較した事例(43)によると、異方性の点からは三軸の方が大きいはずであるが、それよりも中間主応力の影響が大きくねじりせん断試験から得られる ϕ_0 の方が $\overline{\sigma}_3 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ のとき5°程度大きい。このことから、三軸圧縮試験で ϕ_0 あるいはせん断強度を定めることは安全側と考えられ、かつ三軸圧縮試験機が最も普及していることから、以下では三軸圧縮試験の結果を基に例示する(38)。ロック材料の三軸圧縮試験結果（図-19）から得られた ϕ_0 を $\overline{\sigma}_n$ に対してプロットすると図-20となる。また、すべり面上の破壊時のせん断応力 τ_i と垂直応力 $\overline{\sigma}_n$ の関係は図-21となる。これらの図から、式-3にあてはめ、イ、ロ、ハの式のそれぞれの強度定数を求めると次のようになる。

イの定数 $\tau_i = 1.43 + \overline{\sigma}_n \tan 39.4^\circ$

ロの定数 $\tau_i = 1.627 (\overline{\sigma}_n)^{0.792}$

ハおよび式-6の定数

$$\tau_i = \overline{\sigma}_n \cdot \tan \phi_0$$

ϕ_0 は $\overline{\sigma}_n = 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定したとき、

$$\phi_0 = 64.2^\circ - 6.64 \log \frac{\overline{\sigma}_n}{0.3} \quad (\overline{\sigma}_n > 0.3 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\phi_0 = 64.2^\circ \quad (\overline{\sigma}_n \leq 0.3 \text{ kgf/cm}^2)$$

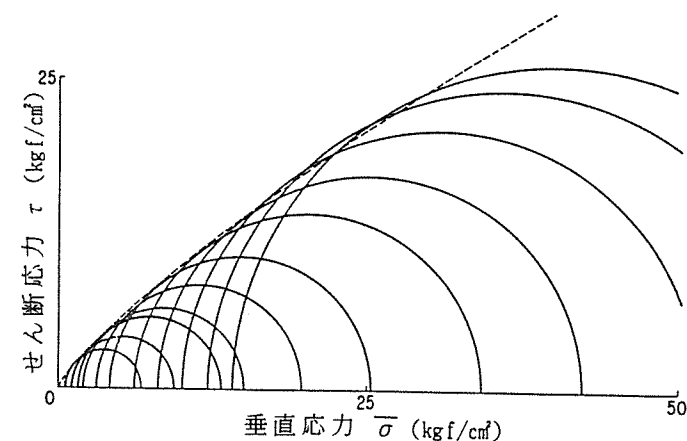


図-19 ロック材料の三軸試験結果

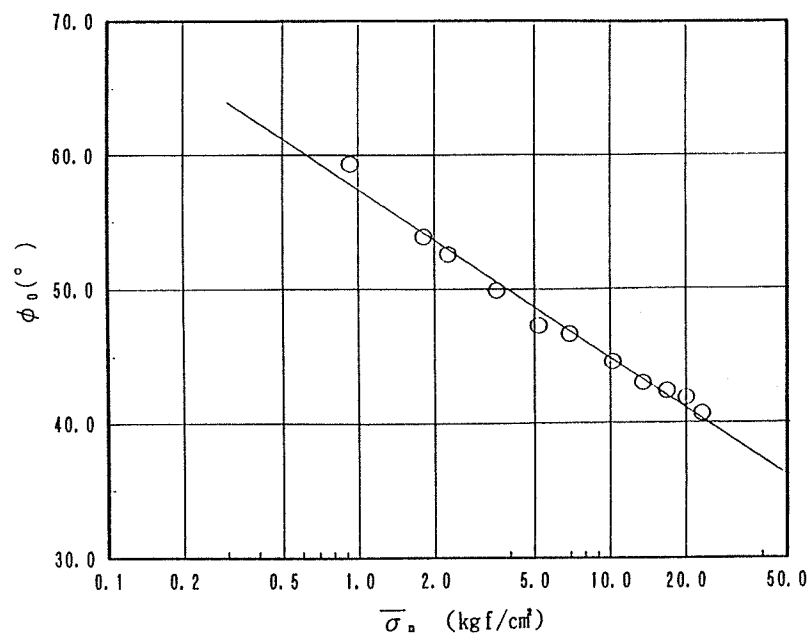


図-20 ロック材料の $\phi_0 \sim \bar{\sigma}_n$ 関係 (排水試験)

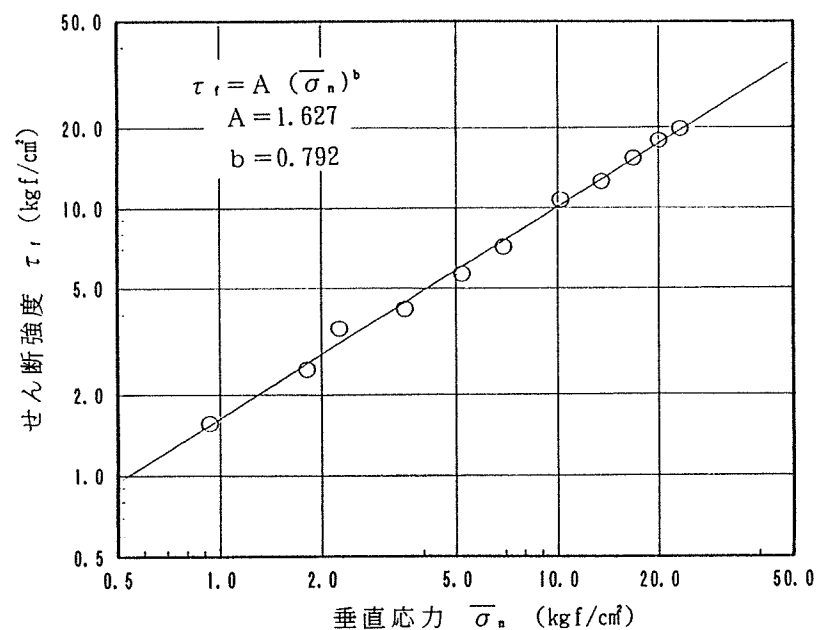


図-21 ロック材料の $\tau_r \sim \bar{\sigma}_n$ 関係 (排水試験)

さて、ロとハのどの式を使っても、得られる τ_r は、ほとんど異ならないが、 $\bar{\sigma}_n < 3 \text{ kgf/cm}^2$ では、イ式から求まる τ_r はロ、ハ式に比べて大きい。すなわち、砂やロック材料の広い拘束圧範囲にわたる τ_r をイ式のひとつの式で表すと $\bar{\sigma}_n$ の小さい領域では過大となるから、イ式を応力範囲によって使いわけるかまたはロ又はハ式を使うものとする。文献(39)によると間隙比0.70の豊浦砂の場合には、 $\bar{\sigma}_3 < 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ で ϕ_0 は一定で 47.7° となるという実験結果があるが、ロック材料のような粗粒材料の場合には、砂の場合よりもっと小さい応力範囲まで ϕ_0 の拘束圧依存性がある。文献(44)によるとロック材料の ϕ_0 の最大値を $55^\circ \sim 65^\circ$ と推論している。本指針(案)に基づいて安定計算を実施する場合、低拘束圧下でのせん断強度を精度よく求めることは重要である。ロック材料の三軸圧縮試験の場合、通常 $\bar{\sigma}_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の拘束圧を対象としていることが多く、これ以下の拘束圧の場合には低容量の荷重計を使うなど精度上の配慮が必要である。また、ロック材料の三軸圧縮試験において、現場粒度材料そのもので供試体を作製するためには巨大な試験機が必要となるが、現在普及している試験機は供試体の直径が30cm程度であり、最大粒径を63.5mmに制限している場合が多い。最大粒径を制限したときの試料粒度は現場粒度に対して粒度曲線を平行に移動した相似粒度とする場合が多いが、細粒分の含有量が多くなると、この手法では現場材料のせん断強度の推定ができなくなるので注意が必要である。なお、極めて小さな拘束圧については、現場粒度材料の $\phi_{\max}$ を求める方法として締固めた材料に対する安息角試験の提案(44)もある。

すべり面が浅くなると式-3の $\bar{\sigma}_n$ が小さくなる。このとき小さな $\bar{\sigma}_n$ に対する τ_r は実験の範囲外となることが多い。したがって、実験により式-6の $\bar{\sigma}_0$ および $\phi_{\max}$ が精度よく求められたときを除き、式-2は土柱高さの最大値が5m以下のすべり面には適用しないこととする。このような浅い表層のすべりに対しては、式-19あるいは20を使い安定性の確認を行うものとする(図-22)。

なお、文献(45)によると、模型実験で観察される表層のすべりは、①堤頂から基盤近くまで表層全体が滑動するものと、②上部法面・下部法面でそれぞれ表層が滑動するものの2種類に大別され小段の幅が影響するとされる。

満水時上流側の表層のすべりに対する安全率

$$F_s = \frac{1 - k(\gamma_{sat}/\gamma_{sub})i}{i + k(\gamma_{sat}/\gamma_{sub})} \tan \phi_M \quad \dots\dots(19)$$

貯水池空虚時上流側あるいは下流側の表層のすべりに対する安全率

$$F_s = \frac{1 - ki}{i + k} \tan \phi_M \quad \dots\dots(20)$$

ここに

k : 堤体震力係数、式-1において $y/H=0.5$ における $k (=1.7k_F)$

i : 斜面勾配（水平面に対する角度を θ とすると $i = \tan \theta$ ）

ϕ_M : 実験で得られた最小の $\bar{\sigma}_3$ に対する ϕ_0

（確認された範囲での ϕ_0 の最大値）

γ_{sat} : 飽和重量

γ_{sub} : 水中重量

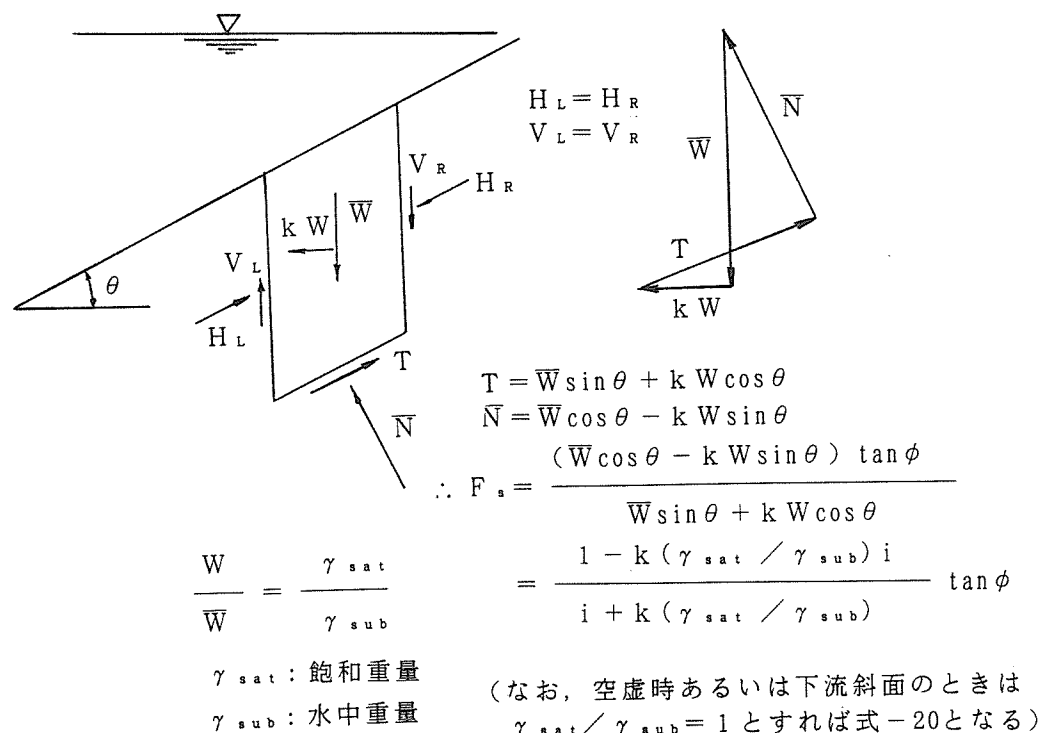


図-22 無限長斜面の安定（満水時上流斜面）

粘着性材料

粘着性材料（コア材）については、動的強度は載荷速度に依存するとされており、地震時の載荷速度を再現できる大型の試験機が普及していないこともあり、コア材料の動的強度に関するデータの蓄積が少ない。わが国のコア材の試験事例(46)では、図-23に示すように $N=10$ 、 $\gamma_p=5\%$ で規定される異方圧密試験料（主応力比2）の繰返し強度は、単調載荷による非排水強度と排水強度の中間にある。米国内務省開拓局のフィルダムの耐震設計指針(3)では、Newmarkのすべり計算における限界加速度を求めるためのせん断強度として、繰返し載荷試験を実施しないとき、Proctorの密度で100%に締固められた粘着性材料（粘土、あるいは砂礫まじりの粘性土）は、排水強度を採用し、Proctor密度が95~100%のときには、これを5~10%低下させた値を使ってよいとしている。米国陸軍工兵隊の指針(47)では、主として静的な安定計算が対象であるが、排水強度を S 、圧密非排水強度を R としたとき、 $R > S$ では S を、 $R < S$ では $(R + S)/2$ を設計せん断強度としている。

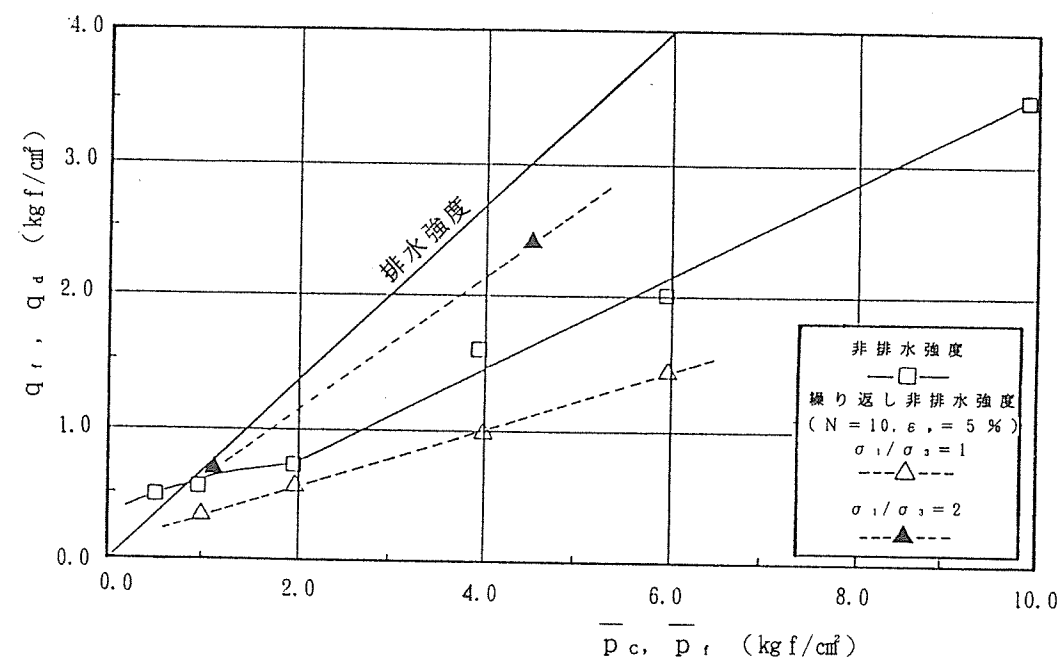


図-23 コア材料の各種せん断強度（記号は図-18と同じ）

従来の震度法では、粘着性材料のせん断強度としては、排水強度に安全側の余裕をみた値を設計値としてきた。したがって、本指針（案）の修正震度法においても、式－3に用いる τ_f は、 $R < S$ の拘束圧範囲では従来通り排水強度に余裕を見た値とし、その余裕の大きさは、異方圧密や載荷速度の影響および非排水試験における間隙水圧の特性を考慮して定めることとする。なお、転圧された粘着性材料は、過圧密粘土に似て(34)、締め固めエネルギーによって決まる一定の値以下の $\bar{p}_c$ に対して図－23に示すように $\bar{p}_c - q_f$ 線が上に凸に折れ曲がるから、非排水せん断強度は排水せん断強度より大きくなる。このことを考慮し、 $R > S$ の拘束圧範囲では式－3の τ_f は非排水強度とする。すなわち、イ式の適用にあたっては拘束圧範囲に応じて使いわけの必要がある。ただし、中央コア型のロックフィルダムでは、コア材のせん断強度が安全率に与える影響は小さいので、実務としては平均的な $\bar{p}_f - q_f$ 線から安全側の余裕を見込みせん断強度を求めている場合が多い。また、粘着性材料の排水試験は長時間を要するので、通常非排水試験により有効応力強度を求め、これを排水強度としている。

以上、堤体材料のせん断強度について述べたが、材料のせん断強度を適確に把握することは安定性を検討する上での最重要課題のひとつである。したがって、現場材料と試験試料の対応、試験精度、材料のばらつき、施工などには常に留意すべきである。また、現在データの蓄積が十分とは言えない部分もあり、今後ロック材料およびコア材料の特に繰り返し載荷試験等によりデータの蓄積に努める必要がある。したがって、総説に記してあるように今後の研究の発展に応じて、最新の知見による工学的検討を行い、適切なせん断強度を設計値として採用する必要があることを付記しておく。

6. 安全率について

安定計算には仮定を含み、物性試験には堤体の実情のすべてが必ずしも反映されているわけではない。したがって、安定計算では、検討結果に対して余裕をみる必要がある。余裕のみかたは、調査および試験の精度、材料の性状、設計値の採り方、施工、計算方法などにより適切に決定すべきである。

震度法による従来の設計では、安全率は1.2以上がとられ、それが適正であることは経験的に認められている。本指針（案）による検討は、本質的には従来の震度法による検討と変わらないから、従来と同じ安全率を設定した。

水位と設計地盤震度の組み合わせは、従前通り、表－5とする。なお、参考のため、米国陸軍工兵隊と内務省開拓局の設計指針(47, 48)における安全率をそれぞれ表－6, 7に示す。

表－5 安定計算の条件（河川砂防技術基準（案））

条 件	計算対象 の り 面	堤体震度	水 位	間 隙 圧
(1) 常 時 満 水 位 時	上・下流	100%	常時満水位	定常浸透圧
(2) 完 成 直 後	上・下流	50%		工事中の 間隙水圧残存
(3) 中 間 水 位 時	上 流	100%	常時満水位と最低水位 との間の水位	定常浸透圧
(4) サーチャージ水位時	上・下流	50%	サーチャージ水位	定常浸透圧
(5) 設 計 洪 水 位 時	上・下流	0	設計洪水位	定常浸透圧
(6) 水 位 急 低 下 時 a) 日常水位急低下が 行われるダム b) その他のダム	上 流 上 流	100% 50%	常時満水位→最低水位 { サーチャージ水位→ 洪水期制限水位 常時満水位→最低水位	残留間隙水圧 残留間隙水圧

表-6 米軍陸軍工兵隊のフィルダムの安全率(47)

ケースNo	設計条件	安全率の 最小値	せん断強度*	備考
I	完成直後	1.3	QあるいはS	上下流斜面
II	最高水位から急低下	1.0	R, S	上流斜面のみ
III	洪水吐越流頂あるいはゲートの頂部標高から水位急低下	1.2	R, S	上流斜面のみ
IV	中間水位 定常浸透流	1.5	R < S のとき $\frac{R+S}{2}$ R > S のとき S	上流斜面のみ
V	満水位 定常浸透流	1.5	R < S のとき $\frac{R+S}{2}$ R > S のとき S	下流斜面のみ
VI	サーチャージ水位 定常浸透流	1.4		
VII	ケース I, IV, V と 地震荷重	1.0	それぞれの ケースの強度	上下流斜面

* Q : 非圧密非排水強度 (UU)

S : 圧密排水強度 (CD)

R : 圧密非排水強度 (CU)

表-7 米国内務省開拓局のフィルダムの静的安定解析における安全率(48)

荷重条件	せん断強度の 表現	間隙水圧	安全率の 最小値
完成直後	有効応力法	堤体および基礎に発生する過剰間隙水圧が実験に基づいて決定され、施工中にも観測されている	1.3
		堤体および基礎に発生する過剰間隙水圧が、施工中に観測されておらず実験によって決定もされていない	1.4
		堤体にのみ過剰間隙水圧が発生 施工中の観測の有無にかかわらず、 また実験による決定もない	1.3
	全応力法	堤体および基礎に過剰間隙水圧が発生 施工中の間隙水圧の観測の有無 によらない	1.3
		堤体にのみ過剰間隙水圧が発生 施工中の間隙水圧の有無によらない	1.3
定常浸透流	有効応力法	通常時水位における定常浸透流	1.5
貯水池水位 条件	有効応力法 あるいは 全応力法	設計最高水位における定常浸透流	1.3
		常時満水位から最低水位まで水位が 急低下したとき	1.3
		設計最高水位から最低水位まで水位 が急低下したとき	1.3

7. 参考文献

- 1) Committee on Safety for Dams, Water Science and Technology Board, Commision on Engineering and Technology Systems, National Research Council, "Safety of Dams Flood and Earthquake Criteria", National Academy Press, Washington, DC, 1985.
- 2) US. Army Corps of Engineers, "Engineering and Design Earthquake Design and Analysis for Coprs of Engineers Projects", ER 1110-2-1806, 1983.
- 3) US. Bureau of Reclamation, "Design Standards No.13-Embankment Dams (Draft), Chapter 13-Seismic Design and Analysis", 1984.
- 4) 総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告「新耐震設計法(案)」, 土研資料, 第1185号, 建設省土木研究所, 1977.
- 5) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦:「岩盤における応答スペクトル」, 土研資料, 第2999号, 建設省土木研究所, 1991.
- 6) 岡本舜三:「建設技術者のための振動学(第2版)」, オーム社, 1976.
- 7) 大町達夫:「フィルダムと地盤の動的相互作用に関する基礎的考察」, 土と基礎, No.1191, 1980.
- 8) 田村重四郎・岡本舜三:「フィルダムの安定性に対する地震の上下動の影響について」, 大ダム, No.127, 1989.
- 9) 野田節男・上部達生・千葉忠樹:「重力式岸壁の震度と地盤加速度」, 港湾技研報告, Vol.14, No. 4, 1975.
- 10) 安田成夫・正国之弘・松本徳久:「フィルダムすべり計算の細部検討」, 土研資料, 第2998号, 建設省土木研究所, 1991.
- 11) 松本徳久・安田成夫・山辺建二:「フィルダムに作用する地震力の評価」, 土研資料, 第2997号, 建設省土木研究所, 1991.
- 12) Ashok K. Chugh, "Dynamic Response Analysis of Embankment Dams", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.9, 1985.
- 13) I.M. Idriss, J. Lysmer, R. Wang, and H.B. seed, "QUAD-4. A Computer Program for Evaluating the Seismic Stability of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures" EERC-Report No.73-16, University of California, 1973.
- 14) J. Lysmer, T. Udaka, C-F. Tsai and H.B. Seed, "FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil Structure Interaction Problems", EERC-Report No.75-30, University of California, 1975.
- 15) Shunzo, Okamoto, "Introduction to Earthquake Engineering", Second Edition, Univ. of Tokyo Press, 1984.
- 16) 馬場恭平:「ロックフィルダムの地震観測」, 大ダム, No.72, 1975.
- 17) 松本徳久:「フィルダムの最近の動向について」, 大ダム, No.132, 1990.
- 18) 岡本舜三:「耐震工学」, オーム社, 1971.
- 19) 山上拓男・上田康宏:「水中にある斜面の安定解析に関する考察」, 土と基礎, Vol.30-12, 1982.
- 20) 古賀泰之・松尾修:「地震時斜面安定解析に用いる土の強度に関する考察」土と基礎, Vol.36, No.5, 1988.
- 21) 田村重四郎・岡本舜三・加藤勝行:「ロックフィルダム模型の振動破壊実験」, 土と基礎, Vol.20, No.7, 1972.
- 22) 田村重四郎・岡本舜三・加藤勝行・大町達夫:「ロックフィルダムの模型振動破壊実験による動的破壊機構の研究」, 第4回日本地震工学シンポジウム, 1975.
- 23) H.B. Seed, "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams", Geotechnique, Vol.XXIX, No.3, 1979.
- 24) 渡辺啓行:「模型振動実験からみたフィルダムの動特性」, 土と基礎, Vol.28, No. 5, 1980.
- 25) 石原研而:「土構造物の耐震設計法の現状と問題点」, 土と基礎, Vol.28, No.8, 1980.
- 26) 長谷川高士・菊沢正裕:「振動台模型実験におけるフィルダムの動的挙動」, 農業土木学会論文集, 第95号, 1981.
- 27) 大根義男・建部英博・成田国朝・奥村哲夫:「フィルダムの耐震設計に関する基礎的研究」, 土木学会論文集, 第339号, 1983.

- 28) 菊沢正裕：「大地震時におけるロックフィルダムの安定解析」，土と基礎，Vol.35, No.11, 1987.
- 29) 田村重四郎・小長井一男・董 軍：「フィルダム模型の振動破壊試験における滑り面の形成について」，第44回土木学会年次学術講演会，1989.
- 30) 石原研而：「土質動力学の基礎」，鹿島出版会，1976.
- 31) N. Serff, H.B. Seed, F.I. Makdsi, C.K. Chan, "Earthquake Induced Deformations of Earth Dams," EERC 76-4, Univ. of California, 1976.
- 32) S.J. Poulos, G. Castro, and J.W. France, "Liquifaction Evaluation Procedure", ASCE, GT, Vol.111, No.6, 1985.
- 33) H.B.Seed, "Design Problems in Soil Liquefaction", ASCE, Vol.113, GT.8, 1987.
- 34) T.M.Lambe, R.V.Whitman, "Soil Mechanics", John Wiley & Sons, 1969.
- 35) N.M.Newmark, "Effects of Earthquake on Dams and Embankments," Geotechnique Vol.15-2, 1965.
- 36) 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97号，1981.
- 37) Ashok K. Chugh, "Slope Stability Analysis for Earthquakes", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.6, 1982.
- 38) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・芳岡良一：「ロック材料の単調載荷および繰返し載荷試験」，土研資料，第2996号，1991.
- 39) 龍岡文夫・プラダンテージ・林煥群・堀井宣幸：「各種せん断試験による砂の内部摩擦角」，土と基礎，Vol.35-12, 1987.
- 40) ロックフィル材料の試験と設計強度編集委員会，「ロックフィル材料の試験と設計強度」，土質工学会，1982.
- 41) R. J. Marsal, "Large Scale Testing of Rockfill Materials", ASCE, Vol.93, SM2, 1967.
- 42) T.M. Leps, "Review of Shearing Strength of Rockfill", ASCE, Vol.96, No. SM4, 1970.
- 43) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・木下靖：「粗粒材料のせん断強度と動的変形特性」，土木学会論文集，第424号，1990.
- 44) N.Barton, B.Kjaernsli, "Shear Strength of Rockfill", ASCE, GT7, Vol.107, 1981.
- 45) 田村重四郎・馬衍泉：「フィルダムの耐震性に及ぼす断面形状の影響について」，ダム技術，Vol.6, No.1, 1988.
- 46) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・芳岡良一：「コア材料の単調載荷および繰返し載荷試験」，土研資料，第3006号，1991.
- 47) US. Army Corps of Engineers, "Engineering and Design Stability of Earth and Rock-fill Dams", EM 1110-2-1902, 1970.
- 48) US. Bureau of Reclamation, "Design Standards No.13-Embankment Dams (Draft), Chapter 4-Static Stability Analysis", 1987.

フィルダムの震害に関する文献

- 1) Shunzo, Okamoto : "Introduction to Earthquake Engineering", Second Edition, University of Tokyo Press, 1984.
- 2) 秋葉満嘉次・仙波秀男 : 「秋田県男鹿地震と溜池被害」, 農業土木研究, Vol.13, No.1, pp.31~59, 1941.
- 3) 山下進 : 「新潟県地震調査報告・アームスダムの被害」, 農業土木試験場技報, F. No.1, pp.59~85, 1965.
- 4) 新潟地震調査報告, 土木研究所報告 : 第125号, 1965.6.
- 5) 土木学会 : 「新潟県地震調査報告」, 1966.6.
- 6) 守谷正博・高岡恭三・山下進 : 「十勝沖地震によるアースダムの被害調査とその考察」, 土と基礎, Vol.16, No.9, pp.39~45, 1968.
- 7) 守谷正博・高岡恭三・山下進 : 「十勝沖地震調査報告・アースダムの被害」, 農業土木試験場技報, F. No.3, pp.1~10, 1969.
- 8) H.B. Seed, K.L. Lee, I.M. Idriss, F.I. Makdisi, "The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971," ASCE GT7, Vol.101, 1975.
- 9) Seed, H.B., Makdisi, F.I. and Alba, P.De : "The Performance of Earth Dams during Earthquakes", Univ. of California EERC-77/20, 1977.
- 10) Larrain, G.N. : "Seismic Behavior of Some Chilean Earth Dams", 13th ICOLD, New Delhi, pp.1225~1238, 1979.
- 11) 大根義男・建部英博・四俣正俊・木村勝行・奥村哲夫 : 「1978年宮城県沖地震の被害調査、主としてフィルダム、溜池、堰堤、河川堤防等の被害について」, 愛知工業大学研究報告, No. 14, 1979.
- 12) 北条・近藤・松本 : 「1978年宮城県沖地震と東北のダム」, 建設省土木研究所資料, 1506号, 1979.
- 13) 土木研究所報告第159号, 「1978年宮城県沖地震災害調査報告」, 第7編ダムの被害, 1983.
- 14) C. Tamura, G. Lin, "Damage to Dams During Earthquakes in China and in Japan" from Report of Japan-China Cooperative Research on Engineering Lessons from Recent Chinese Earthquakes Including the 1976 Tangshan Earthquake(part 1), Edited by C. Tamura, T. Katayama, and F. Tatsuoka, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, 1983.
- 15) 田村重四郎・竹林征三・三浦良信, 「昭和58年5月26日 日本海中部地震の被害報告」, ダム技術, Vol.2, No.2, 1984.
- 16) 土木研究所報告第165号, 「1983年日本海中部地震災害調査報告」, 第10編ダムの被害, 1985.
- 17) 田村重四郎 : 「メキシコ地震被害調査報告」, 大ダム, No.116, 1986.
- 18) G. Castro, S.J. Poulos, F.D. Leathers, "Re-Examination of Slide of Lower San Fernando Dam", ASCE GT9, Vol.111, 1985.
- 19) N. Matsumoto, N. Yasuda, M. Shiga, "The Western Nagano Prefecture Earthquake, 1984, and Dams", Technical Memorandum of PWRI No. 2242, Public Works Research Institute, Min. of Construction, 1985.
- 20) Toshio Sawada, "Behavior of Fill-type Dam during Earthquake Case Study of Namioka Dam" Proc. Japan Acad. 62, Ser. B, 1986
- 21) J.L. Serafim, "Effects Caused by Earthquakes on Dams", International Symposium on Earthquakes and Dams, Vol.2, Beijing China, 1987
- 22) 松本徳久・安田成夫・正国之弘 : 「Loma Prieta地震におけるダムの挙動」, 土木研究所資料2892号, 1990.

Ⅲ. 参 考 資 料

1. 震害事例

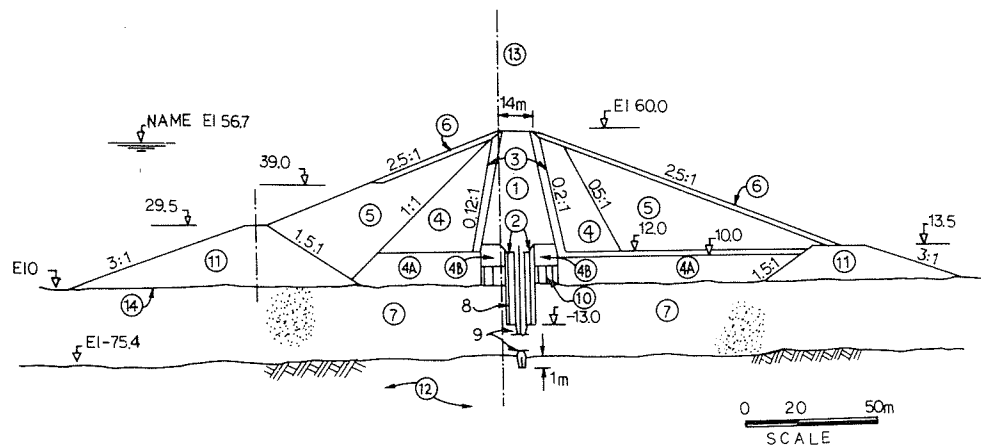
(1) メキシコ地震によるロックフィルダム の被害

メキシコ地震 ($M=8.1$) に於いて震央域近傍にあった2個のロックフィルダム La Villita ($H=59.7\text{m}$) と El Infiernillo ($H=148\text{m}$) について実地調査した田村教授は次のように報告している。

La Villitaの今回の地震による変状は、ダム天端で堤軸に沿って上下流法肩より約1.5m内側を、両岸部を除く約350mの区間に不連続的に生じた最大幅10cm位の縦亀裂である。堤頂幅は14mで道路として使用されており、ダム中央部では1.5mの余盛りがなされている。沈下で発生したものとみられるピエゾメータ設置孔の蓋のもち上がりを別とすると視察では上記の縦亀裂の他に変状を見出すことが出来なかった(その後発表された予備報告によれば、ダム天端中央部コアで11cm程度沈下したことが認められたと言う)。2本の縦亀裂は何れもコアの上下流法面を延長した位置近辺に生じており、深さは約50cmであることからみると、激震地でしばしば発生するダムの変状であるとみなすことが出来る。

El Infiernilloダムは高さ148mで安山岩の岩盤上に建設されており、上下流法面の勾配は1:1.75でかなり急である。今回の地震では堤頂の上下流法肩より内側に必ずしも連続していないが、それぞれ1本ずつ深さ30cm程度、幅2mm~15cmの縦亀裂がほぼ全長にわたって発生しており、中央部で約10cmの沈下があった。

以上の損傷は一見軽微のように見えるが、大事に至る前の状況であり、地震動が更に烈しかったならば、この程度ではすまなかったと考えられる。したがって、わが国では大ダムのこの程度の損傷は看過できるものではないと思われる。



- | | |
|-------------------------------------|-----------------------------------|
| 1 Compacted impervious material | 8 Grout curtain |
| 2 Highly plastic clay | 9 ICOS-type concrete cut-off wall |
| 3 Sand filters | 10 Consolidation grouting |
| 4 Gravel and sand | 11 Cofferdam |
| 4 A Dumped gravel and sand | 12 Andesitic breccia |
| 4 B Compacted gravel, sand and muck | 13 Dam axis |
| 5 Rockfill | 14 Original ground surface |
| 6 Selected rockfill | EI Elevation, in m |
| 7 Alluvium (gravel and sand) | NAME Maximum water level |

図-1 La Villitaダム標準断面図

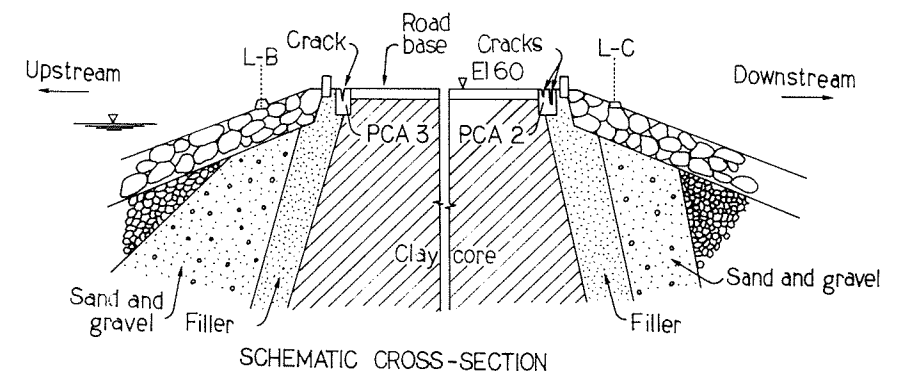
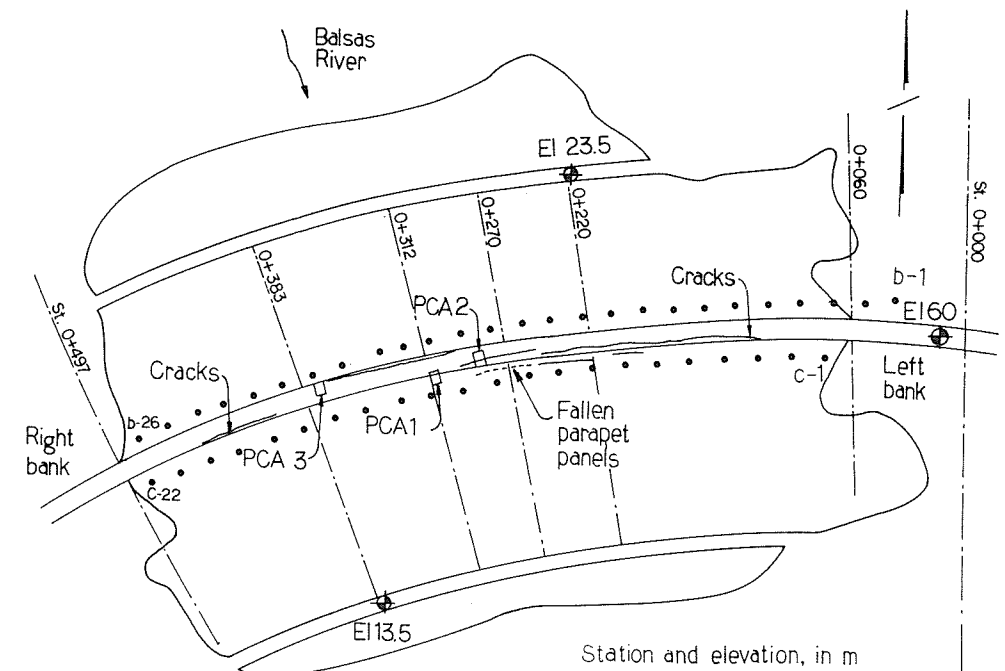
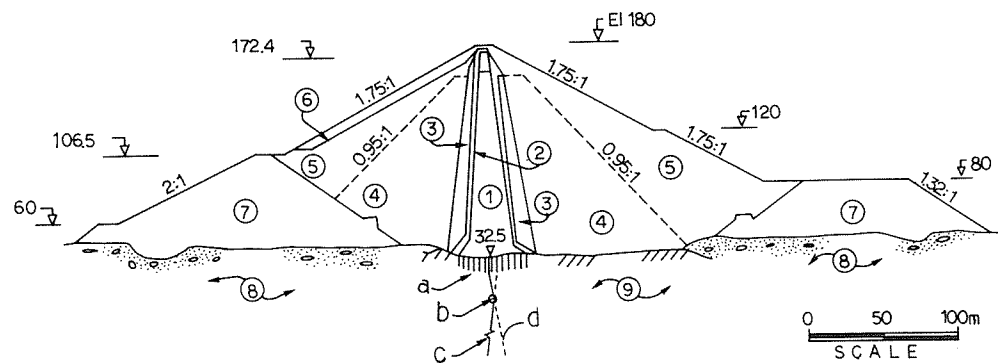


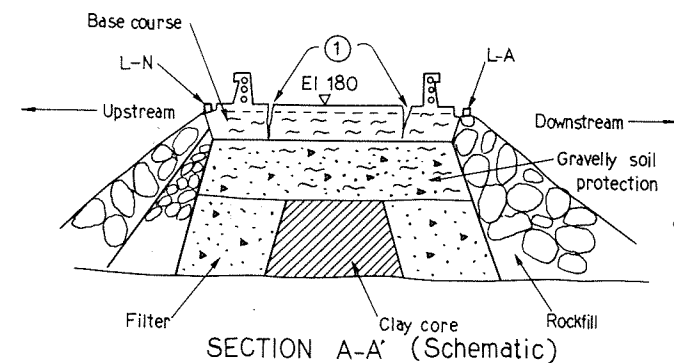
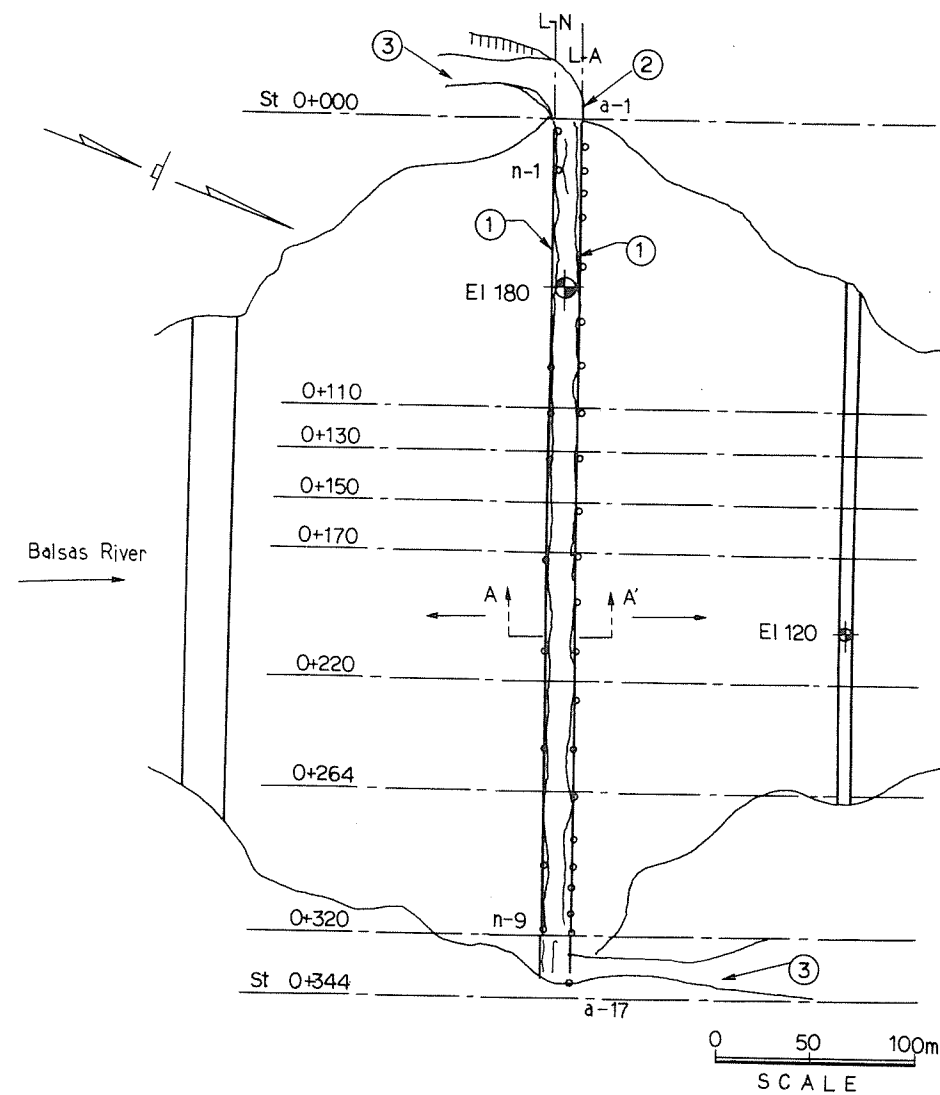
図-2 1985年の地震によるLa Villitaダムの損傷



El Elevation, in m
 a Grout blanket
 b Gallery G-4
 c Grout holes
 d Drainage holes
 1 Impervious core
 2 Filters
 3 Transition zones

4 "Compacted" rockfill
 5 Dumped rockfill
 6 Riprap
 7 Cofferdam
 8 Riverbed deposits
 9 Sound rock

図-3 El Infiernilloダム標準断面図



1 Longitudinal cracks
 2 Transversal cracks
 3 Access road
 a-i and n-i Bench marks
 (lines A and N)
 St Station, in m
 El Elevation, in m

図-4 1985年の地震によるEl Infiernilloダムの損傷

(2) El Infiernilloダムの耐震性に関する静的方法による検討

El Infiernilloダムは高さ 148m、堤長 350mのロックフィルダムで、法勾配は上流側 1 : 1.75、下流側 1 : 1.75である。基盤は安山岩である。

施工実績により、 $\phi = 47^\circ$ であるときの斜面安定をわが国の建設省の規準によって計算した。

滑りは斜面の表面に起こり、最小安全率は次の如くなる。

表 - 1 震度法を用いたEl Infiernilloダムの最小安全率
($\phi = 47^\circ$)

震力係数 k	最 小 安 全 率	
	上流側	下流側
0.15	1.04	1.35
0.12	1.15	——
0.10	1.24	——

上表によると安全率が、1.2以下となる限界の震度は $k = 0.10$ である。Mexico地震の k は0.10を超えていたと推定される。

なお、わが国の一般的な設計実績 $\phi = 40^\circ$ について計算すると最小安全率は下表の如くなり、 $k = 0.04$ が限界である。

よって、上流側法面はMexico地震には不合格になる。しかし、実際には、天端に浅い縦亀裂を生じたが、ダムは安全であった。

表 - 2 震度法を用いたEl Infiernilloダムの最小安全率
($\phi = 40^\circ$)

震力係数 k	最 小 安 全 率	
	上流側	下流側
0.08	1.05	1.22
0.06	1.13	——
0.04	1.23	——

(3) El Infiernilloダムの1979年地震時挙動の検討

1979年3月14日 $M = 7.6$ の地震による地震加速度と沈下を観測し、動的解析と比較して、次の結果を得た。

- ① ダムは大地震によって、初期湛水や湛水後10年間の通常運転の際に生ずる沈下と同程度の無視できない永久変形を生ずる。
- ② その値を越すとダムに重大な損傷を与えるような限界の加速度がある。
- ③ 主たる変形のパターンと損傷（亀裂を含む）の型は振動する堤体のせん断変形に関連している。
- ④ 二次元非線形有限要素モデルは、せん断変形係数と拘束圧の関係および減衰定数と歪レベルの関係に関する数値を適切に選定するならば、観測された応答振動のスペクトルをうまく再現する。
- ⑤ 初回または2回の地震をうけ、ダムの剛性は増し、反対に減衰は減る。
- ⑥ Sliding block methodで計算した天端の沈下は実測値より2桁小さい。simplified deformation method で求めた結果は誤差はあるけれども桁はあっている。
- ⑦ El Infiernilloダムのような複雑なかつ不均一な構造物の挙動を、基本振動周期をもつ簡単な1次の構造とみなして、おおよそ知ることが出来る。

(4) El Infiernilloダムの1985年地震時挙動の検討

1) 予備検討

まず1979年地震の記録を用いて予備検討を行い、解析に用うべき物性値、逸散減衰定数の適正值を求めた。

1979年地震（M＝7.6）については発電所とダム天端の記録が得られている。発電所の記録は基礎地盤の記録とみなした。その最大加速度は次の如くである。

表－3 1979年の地震の最大加速度
単位：gal

	鉛 直 方 向		水平(上下流方向)		水平(堤軸方向)	
天 端	328	-304	355	-325	273	-325
発 電 所	64	- 69	84	-105	120	-113
天端／発電所	4.8		3.4		2.3	

ここに、天端における水平方向加速度と鉛直方向加速度がほぼ同じ大きさであること、鉛直方向加速度の増幅率が著しく大きいことが注目される。

一方、解析的研究として、発電所における記録を入力波として、ダムの応答計算を2次元FEM解析によって行った。その際、物性値は次のようにとった。

- 単 位 体 積 重 量： 実績による
- 初 期 せん断弾性係数： 土研の実験式による
- 動的ポアソン比： 沢田の式による
- せん断弾性係数と減衰定数の歪依存式： 土研及び緒方の式
- 地 下 逸 散 減 衰 定 数： 10%

表－4 固有振動数と固有周期

次 数	固有振動数	固有周期
1	0.98 Hz	1.02 sec
2	1.64	0.61
3	1.77	0.56
4	2.01	0.50

天端の最大加速度については、実測値と応答計算値を表－5に示す。

表－5 最大加速度の応答計算値と実測値

	鉛 直	水平（上下流方向）	主 要 な る 周 期
応答計算値	120gal	200gal	
実 測 値	328gal	355gal	0.82秒
応答／実測	37%	56%	

1次固有周期は解析では1.02秒であり、実測波形から測った主要周期は0.82秒である。1次固有周期に比して主要周期が短すぎる。この原因としては計算の仮定に比して実際の剛性が高いこと、逸散減衰定数が仮定より小さいことが考えられる。しかし、物性値は実績値によっているので、これには問題ないと判断し、本検討にもそのまま用いることとした。最大加速度については計算値は実測値の56%で大差がある。これは逸散減衰定数の10%が過大であるためと判断し、本検討では逸散減衰定数を6%として用いることとした。

2) 本検討

(1) 実測結果

1985年地震（M＝8.1）については右岸基礎地盤とダムの小段（EL.120m）での実測が得られ、天端の記録は得られなかった。実測加速度は次の如くである。

表－6 1985年地震の実測加速度

	上 下 動	水平（上下流方向）
小段（EL.120m）	295gal	295gal
右 岸 基 盤	74	128
小 段 ／ 基 盤	4.0	2.3

標高 120mは堤高 146mの59%にあたる。他の例からみて天端の振動はEL.120mの振動よりかなり大きかったものと推測される。

(ロ) 解析結果

右岸基礎の記録を入力波形として2次元FEM解析によって小段と天端の応答加速度を計算した。物性値は予備検討に用いた値を用い、逸散減衰定数は6%とした。

固有周期の値は次の如くなった。予備検討の時より減衰定数が小さくとられているので、固有周期は僅かに短くなっている。

表-7 解析による固有周期

	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
1 次	1.030	0.97
2 次	1.72	0.58
3 次	1.84	0.54
4 次	2.12	0.47

水平（上流方向） Max.127.68gal (T=25.28sec)

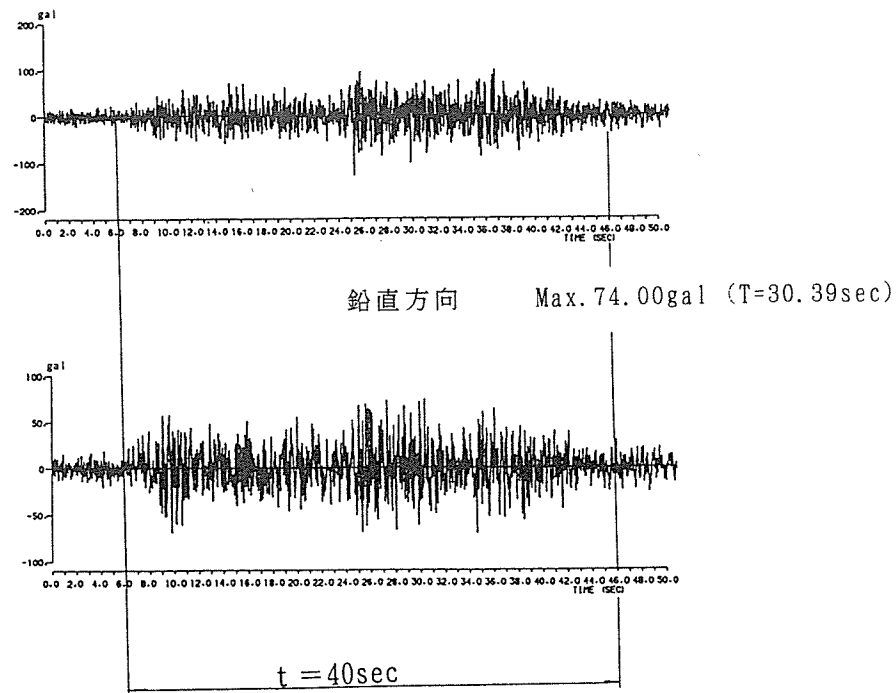
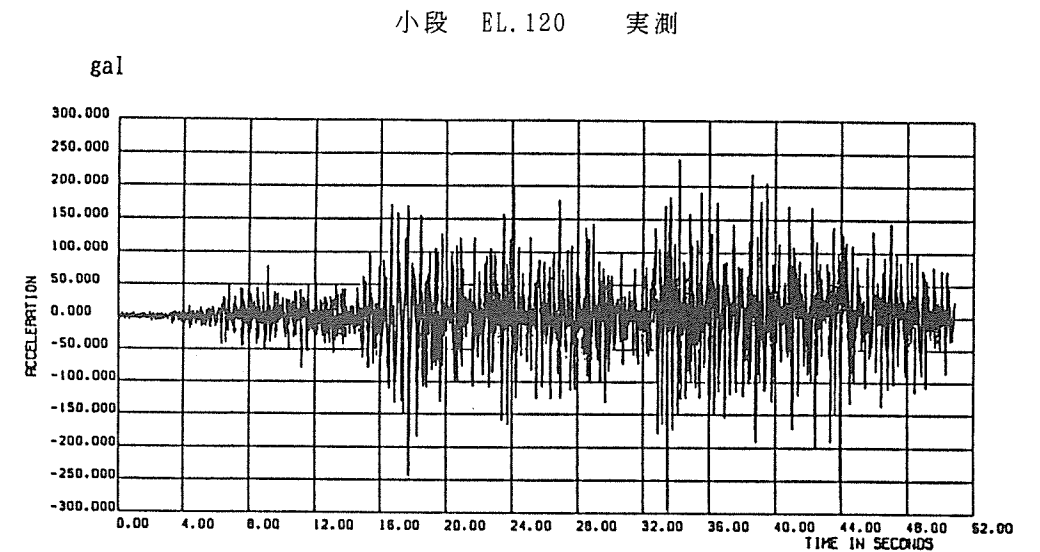
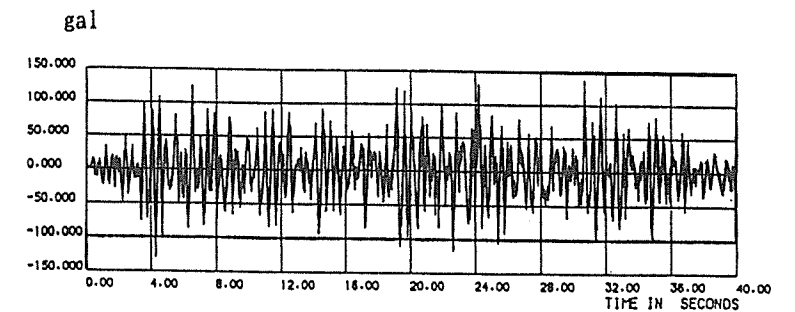


図-5 1985年の地震波形（Right Bank） 注）解析では図の40sec間を用いた。

次図は、小段加速度と応答加速度である。両者の間に相似はほとんど認められない。



小段 EL.120 計算（逸散減衰6%）



注）実測値と計算値では、時間軸がずれていることが考えられ、主要動に相当する時間軸を合わせた。

図-6 実測と計算の比較（小段EL.120m）

最大加速度は次の如くなる。

表－8 応答計算値と実測値の比較

	小 段		天 端	
	鉛 直	水 平	鉛 直	水 平
応答計算値	190gal	140gal	176gal	303gal
実 測 値	295gal	295gal	—	—
応答／実測	0.64	0.47		

応答値と実測値を比較すると応答値が約半分になっているが、これは実測値のピークが著しく突出したためで、平均的な加速度振幅は応答値100gal、実測値130gal程度であって応答値と実測値に大きな差はない。しかし、応答振動の実測と計算の間にかかなりの相違があることは否めない。FEM計算の精度を考えると地盤や小段での記録の信頼性に問題があると思われる。

(ハ) 安全性の評価

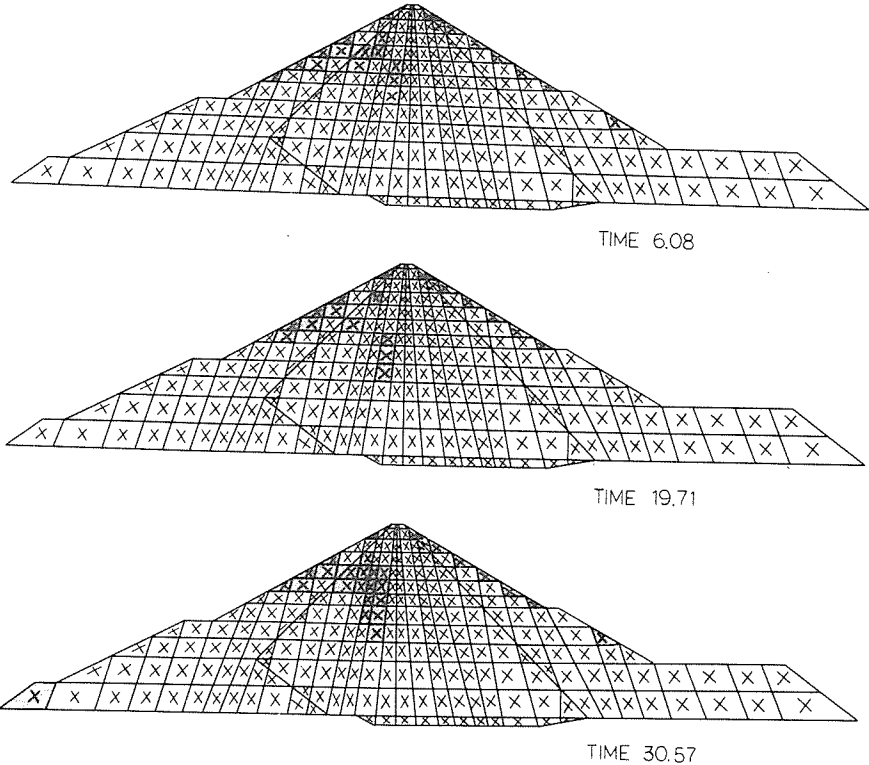
a. 局所安全率の検討

2次元FEM解析による局所安全率の検討は次の強度式を用いて行われた。

表－9 局所安全率の検討に用いた強度式

コ ア	$\tau = 3.0 + \sigma \tan 37^\circ \quad (\text{t} / \text{m}^2)$
フ ィ ル タ ー	$\tau = \sigma \tan 48^\circ \quad (\text{t} / \text{m}^2)$
転 圧 ロ ッ ク	$\tau = \sigma \tan 48^\circ \quad (\text{t} / \text{m}^2)$
ダ ンプ ロ ッ ク	$\tau = \sigma \tan 47^\circ \quad (\text{t} / \text{m}^2)$

その結果、局所安全率は堤体底部およびコア中心部では1.0を下廻ることはなく、堤体表層および上流側フィルターでは1.0を下廻る部分も見られる。しかし、全体に1.0を下廻る頻度は少なく、安全性に問題はないと考えられる。



図－7 局所安全率の分布例（着色部分の安全が1を下廻る）

b. Mobilized plane による法面すべりの検討

安全率が1.0を下廻る要素は堤体上部の表層および上流側フィルターの一部で見られる。また、堤体表層では安全率が1.0を下廻る要素が連続する時刻があるため、表層に滑り面が想定される。しかし、堤体内部へは安全率が1.0を下廻る要素は連続しておらず、堤体の内部を切るような深い円弧滑りは生じないと考えられる。

c. 円弧滑りによる法面滑りの検討

斜面の円弧滑りについては、滑りを考えている円弧の平均加速度を求め、その加速度に対して移動量を検討した。斜面の移動量は Newmarkの slide massの概念により求められる。

slide massの動き始める臨界の応答加速度を A_{cri} とすると slide massの移動量は次式で計算される。

$$D = \int \int (A_{mean} - A_{cri}) d\tau dt$$

滑動は A_{mean} が A_{cri} を超えた時刻 t_0 において始まり ($A_{mean} - A_{cri}$) を積分した速度が0になるまで続くと考えられる。

円弧が滑り始める臨界加速度 (降伏加速度) A_{cri} は、その加速度のもとで円弧の滑り安全率が丁度1になり、滑動を始めるような加速度をとった。地震力は水平震度のみを考慮した。

Mobilized plane の分布をもとに円弧1～4を設定し、平均加速度と降伏加速度を求めた。各円弧の降伏加速度と平均加速度の最大値は次の如くである。

表-10 各円弧の降伏加速度と平均加速度の最大値

すべり	円弧		降伏加速度 (gal)	平均加速度の最大値 (gal)
	No.	半径 (m)		
上流側	1	480	196	100
	3	210	156	86
下流側	2	400	343	99
	4	230	323	132

各円弧の平均加速度の最大値は降伏加速度より小さい。よって円弧滑りは生じない。

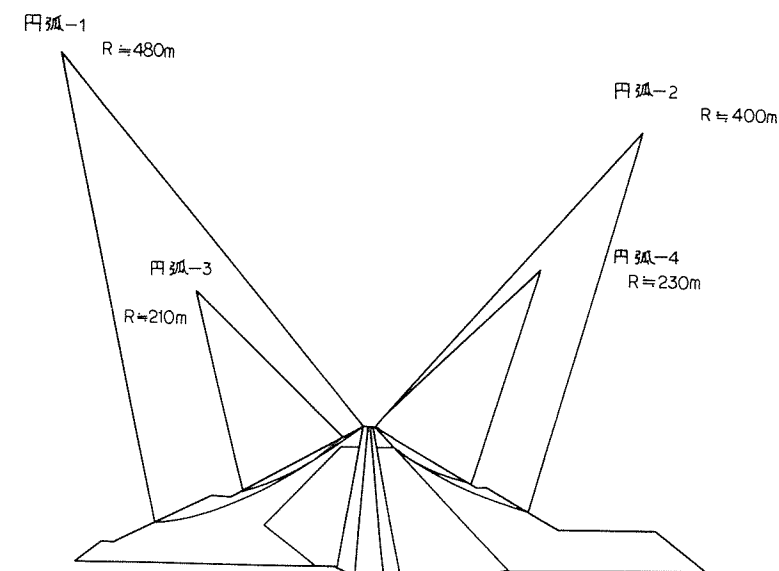


図-8 平均応答加速度を求めるための円弧

堤体上流側表層の上部標高に於いては法面の移動を生ずるが、その最大移動量は4mmと小さく安全上の問題はない。

a, b, c, 3個の立場から検討したが、いずれの場合もダムは安全と結論された。よって、1985年の地震に於いてはEl Infiernilloダムが被害を受けなかった理由が理論的にも説明される。

d. 安全性の評価についての考察

以上の検討において注目すべき点は、天端部に実際におきている300galを超える大きな加速度については余り問題にせず、堤体に働く平均加速度 (上流側100gal、下流側132gal) によって安定の検討が行われていることである。安定を検討する方法は、静的手段により土塊の滑りを検討する現行の河川砂防基準 (案) の方法と本質的に差はないから、地震力を100gal程度にとり、更に安全率を1.0にとれば、現行設計基準によっても簡単にその安全性が保証されることになるものと思われる。

従って、極端なピーク値は問題にする必要のないとする理由と平均加速度の取り方を納得のいく形で一般的に示し得るならば、個々のダムについて複雑な計算を要しない耐震設計法を提示しうるのではないかと思われる。

(5) 岩屋ダムの動的解析による検討

1) 実測結果

岩屋ダム（高さ 128m）に於いて長野県西部地震（ $M = 6.8$ ）が記録された。最大加速度の実測値は次の如くである。

表 - 11 長野県西部地震における岩屋ダムの最大加速度の実測値

場 所		水平（上下流方向）	水平（ダム軸方向）	鉛 直
基礎岩盤 S_0		38gal	13gal	16gal
堤 体 内	S_1 （天 端）	210（推定）	82	95
	S_2 （堤高の87%）	103	35	——
	S_3 （堤高の70%）	——	34	——
	S_7 （堤高の70%）	121	——	——
天 端 / 基 盤		5.5	6.3	5.9

天端の地震計は、193galで振り切れた。210galは推定値であるが加速度が天端付近で急増していることは認められる。

最大鉛直加速度と最大水平加速度の比は基礎岩盤にて $1 / 2.4$ 、天端にて $1 / 2.2$ である。基礎震動に対する天端震動の増幅率は上下流方向水平成分で 5.5 倍、鉛直成分で 5.9 倍であり、著しく大きいことが注目される。

2) 動的解析

動的解析を 2 次元 F E M 解析によって行った。動的物性値として、せん断弾性係数と減衰定数の歪依存性は双曲線モデルを採用した。逸散減衰定数は金井式により 10% とした。加速度の計算は法面表層部に低速度層があることを仮定して行った。その場合の最大応答加速度の計算値を実測値と対比して次に示す。

表 - 12 最大応答加速度の計算値と実測値の比較

単位：gal

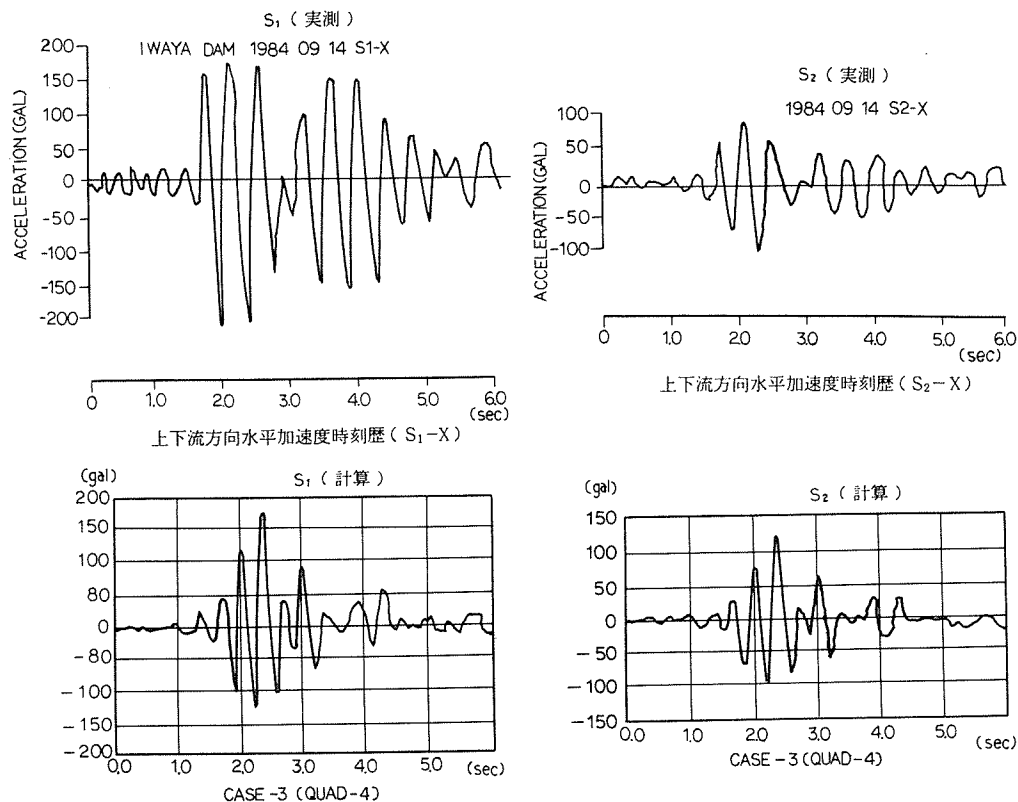
場所	水平（上下流方向）			鉛 直		
	計算値	実測値	計算/実測	計算値	実測値	計算/実測
S_1	210	210(推定)	1.0	50	95	0.53
S_2	125	103	1.2	——	——	——
S_7	90	121	0.74	——	——	——

この表によると計算値と実測値は水平成分ではおおむね一致しているが、鉛直成分では一致していない。

堤体表面部の低速度層の存在は固有振動周期にはほとんど影響がないが、加速度と変位には影響があるから、解析にあたりその存在を考慮しなければならない。

天端の最大水平加速度は解析と実績はよく合っているが、波形は次図の如く一致しない。図の S_1 は天端、 S_2 は天端から 17m 下のコア内の測点の上下流方向の振動である。

以上は応答計算と実測の波形を比較して、F E M 応答計算法の信頼性をみたものであるが、計算と実測は S_2 についてはかなりよく一致しているが、 S_1 では一致はよくない。しかし、岩屋ダムにおける観測結果からみると物性値と減衰定数が適切であれば F E M 計算は信頼しうる結果を与えるものと判断される。



地震計設置位置

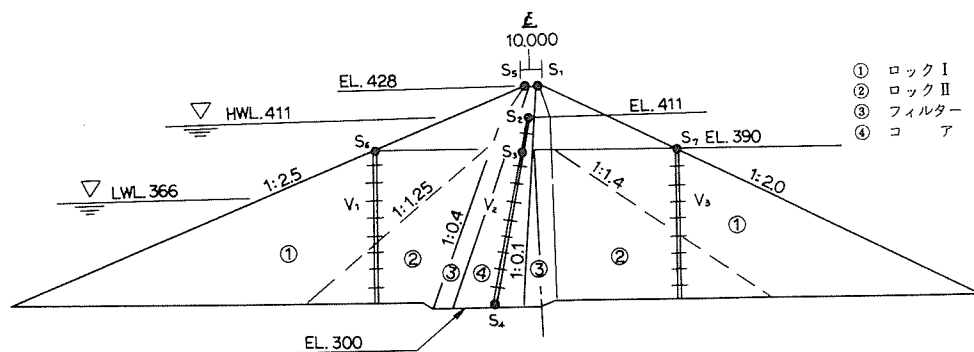


図-9 実測と応答計算の波形の比較

2. 固有振動解析の計算フローと9質点系の自由振動に関する理論式

固有振動解析のフローと9質点系の自由振動に関する固有値解析の計算手順は以下に示すとおりである。

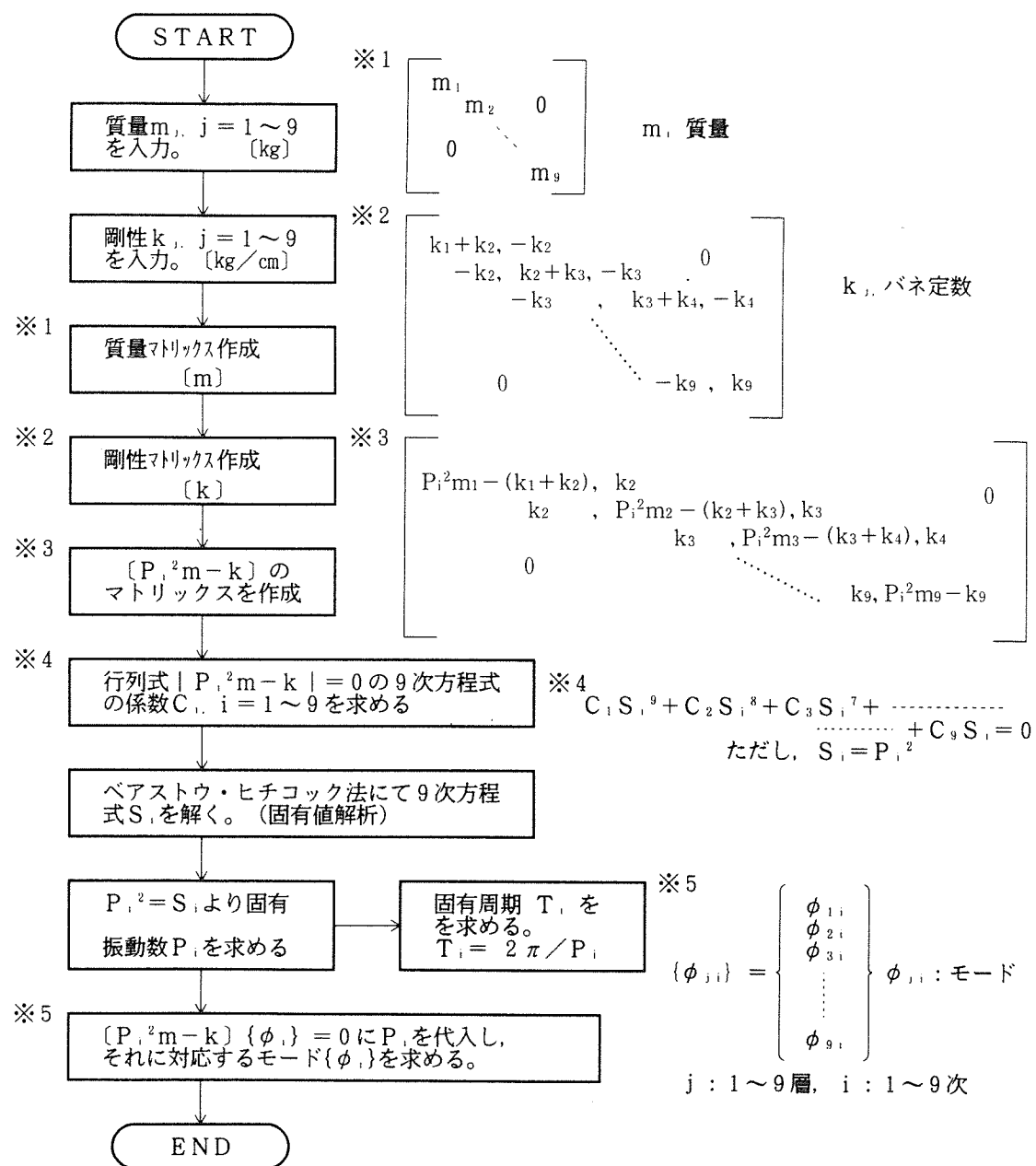


図-10 固有振動解析の計算フロー

9 質点系の自由振動

堤体の各層の相対変位を

$$\{q\} = \{q_i\}, \quad i = 1 \sim 9$$

とする。\$\{q\}\$ は一般座標と呼ばれ、堤体が振動しているときそれは時間の関数である。

ある時刻において堤体のもっている位置のエネルギーは、

$$U = \frac{1}{2} \{k_{11}q_1q_1 + k_{12}q_1q_2 + k_{13}q_1q_3 + \dots + k_{88}q_8q_8 + k_{89}q_8q_9\} \quad \text{①}$$

によって表され、運動エネルギーは、

$$L = \frac{1}{2} \{m_{11}\dot{q}_1\dot{q}_1 + m_{12}\dot{q}_1\dot{q}_2 + m_{13}\dot{q}_1\dot{q}_3 + \dots + m_{88}\dot{q}_8\dot{q}_8 + m_{89}\dot{q}_8\dot{q}_9\} \quad \text{②}$$

によって表される。あるいはマトリックスで表示すれば、

$$U = \frac{1}{2} \{q\}^T [k] \{q\} \quad \text{③}$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{q}\}^T [m] \{\dot{q}\} \quad \text{④}$$

となる。ただし、

$$[m] = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{19} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{29} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_{91} & m_{92} & \dots & m_{99} \end{bmatrix}, \quad [k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{19} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{29} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{91} & k_{92} & \dots & k_{99} \end{bmatrix}$$

(質量マトリックス) (剛性マトリックス)

である。①、②式によるエネルギーの表示は煩雑であるため、基準座標を用いて表示する。

$$\{Q\} = \{Q_i\}, \quad i = 1 \sim 9 \quad \text{⑤}$$

とすると各エネルギーは次式によって表される。

$$U = \frac{1}{2} \{P_1^2 Q_1^2 + P_2^2 Q_2^2 + \dots + P_9^2 Q_9^2\} \quad \text{⑥}$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{Q}_1^2 + \dot{Q}_2^2 + \dots + \dot{Q}_9^2\} \quad \text{⑦}$$

ここに、\$P_1^2, P_2^2, \dots, P_9^2\$ は正の係数である。これをマトリックスで表すと、

$$U = \frac{1}{2} \{Q\}^T [P^2]^D \{Q\} \quad \text{⑧}$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{Q}\}^T [I]^D \{\dot{Q}\} \quad \text{⑨}$$

ただし、

$$[P^2]^D = \begin{bmatrix} P_1^2 & 0 & \dots \\ 0 & P_2^2 & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & 0 & P_9^2 \end{bmatrix}, \quad [I]^D = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots \\ 0 & 1 & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & 1 \end{bmatrix}$$

である。

このとき \$\{Q\}\$ と \$\{q\}\$ の間には、

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \phi_{11}Q_1 + \phi_{12}Q_2 + \dots + \phi_{19}Q_9 \\ q_2 &= \phi_{21}Q_1 + \phi_{22}Q_2 + \dots + \phi_{29}Q_9 \\ &\dots \\ q_9 &= \phi_{91}Q_1 + \phi_{92}Q_2 + \dots + \phi_{99}Q_9 \end{aligned} \right\} \quad \text{⑩}$$

の関係があり、すなわち次式で表わされる。

$$\{q\} = [\phi] \{Q\} \quad \text{⑪}$$

ただし、

$$[\phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{19} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{29} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \phi_{91} & \phi_{92} & \cdots & \phi_{99} \end{bmatrix}$$

なる一次の関係がある。しかも $Q_1, Q_2, \cdots, Q_9$ が一次独立であるためには

$$|\phi| \neq 0$$

でなければならない。ここに ϕ は一般座標が基準座標とどういう関係にあるかを示す関数であって基準関数という。また、

$$\phi_{1i}, \phi_{2i}, \cdots, \phi_{9i}$$

を成分とするベクトルすなわち $[\phi]$ の i 列目の列ベクトルは、 Q_i に対する $\{q\}$ の値を示しているから、これを $\{q\}$ の i 次基準関数という。これを $\{\phi_i\}$ と表す。

③, ④両式に⑪式を代入すると、

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2} ([\phi]\{Q\})^T[k][\phi]\{Q\} \\ &= \frac{1}{2} \{Q\}^T[\phi]^T[k][\phi]\{Q\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= \frac{1}{2} ([\phi]\{\dot{Q}\})^T[m][\phi]\{\dot{Q}\} \\ &= \frac{1}{2} \{\dot{Q}\}^T[\phi]^T[m][\phi]\{\dot{Q}\} \end{aligned}$$

この両式が⑧, ⑨式のような形になるためには、

$$[\phi]^T[k][\phi] = [P^2]^D \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑫}$$

$$[\phi]^T[m][\phi] = [I]^D \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑬}$$

でなければならない。 $[k], [m]$ がともに対称でありかつ正にして確定なるときこのような関係を満足する $[\phi]$ が存在することは数学的に証明されている。

⑫, ⑬両式の右辺が対角マトリックスであることから、

$$\left. \begin{aligned} \{\phi_i\}^T[k]\{\phi_j\} &= 0 \\ \{\phi_i\}^T[m]\{\phi_j\} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad i \neq j \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑭}$$

これを基準関数の直交性という。

また、

$$\{\phi_i\}^T[m]\{\phi_i\} = 1 \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑮}$$

この関係を満足する基準関数を規格化された基準関数という。

基準関数の形は、⑫, ⑬両式から具体的に定めることができる。いま任意のパラメータ λ を考え⑬式に乘じ、それから⑫式をひくと、

$$[\phi]^T[\lambda m - k][\phi] = [\lambda - P^2]^D \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑯}$$

λ を

$$\lambda = P_i^2 \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑰}$$

であるように選ぶと右辺の i 列目の各要素は 0 となる。よって、

$$[\phi]^T[P_i^2 m - k]\{\phi_i\} = \{0\} \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑱}$$

この式はベクトル $[P_i^2 m - k]\{\phi_i\}$ の 9 個の成分に関する 9 個の同次連立方程式である。その係数で作った行列式 $|\phi|$ は 0 でないからベクトル $[P_i^2 m - k]\{\phi_i\}$ の成分はすべて 0 でなければならない。

よって、

$$[P_i^2 m - k]\{\phi_i\} = \{0\} \quad \cdots \cdots \cdots \text{⑲}$$

すなわち、

$$(P_i^2 m_{11} - k_{11})\phi_{1i} + \cdots + (P_i^2 m_{19} - k_{19})\phi_{9i} = 0$$

$$(P_i^2 m_{21} - k_{21})\phi_{1i} + \cdots + (P_i^2 m_{29} - k_{29})\phi_{9i} = 0$$

$$\cdots \cdots \cdots$$

$$(P_i^2 m_{91} - k_{91})\phi_{1i} + \cdots + (P_i^2 m_{99} - k_{99})\phi_{9i} = 0$$

これはベクトル $\{\phi_i\}$ の n 個の成分に関する9個の同次連立方程式である。

よってその係数が、

$$|P_i^2 m - k| = 0 \quad \text{..... ⑩}$$

すなわち、

$$\begin{vmatrix} P_1^2 m_{11} - k_{11} & P_1^2 m_{12} - k_{12} & \cdots & P_1^2 m_{19} - k_{19} \\ P_1^2 m_{21} - k_{21} & P_1^2 m_{22} - k_{22} & \cdots & P_1^2 m_{29} - k_{29} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ P_1^2 m_{91} - k_{91} & P_1^2 m_{92} - k_{92} & \cdots & P_1^2 m_{99} - k_{99} \end{vmatrix} = 0$$

を満足するとき0ならざる $\{\phi_i\}$ が存在する。⑩式は P_i^2 についての9次方程式であり一般に9個の根をもつ。それがすべて正根であることは数学的に証明することができる。この9次方程式を解いて P_i がきまる。しかるに⑩式がなりたつときは⑨式によって比

$$\phi_{1i} : \phi_{2i} : \phi_{3i} : \cdots : \phi_{9i}$$

がきまる。この比は i 次基準関数の形をきめるものである。以上の関係から質量マトリックス $[m]$ 、剛性マトリックス $[k]$ を、

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & m_9 \end{bmatrix}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2, & -k_2 & \cdots & 0 \\ -k_2, & k_2 + k_3, & -k_3, & \cdots & 0 \\ 0, & -k_3, & k_3 + k_4, & -k_4 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0, & \cdots & \cdots & \cdots & -k_9, & k_9 \end{bmatrix}$$

とすると、 $[P_i^2 m - k]$ は、

$$\begin{bmatrix} P_1^2 m_1 - (k_1 + k_2), & k_2, & \cdots & 0 \\ k_2, & P_1^2 m_2 - (k_2 + k_3), & k_3, & \cdots & 0 \\ 0, & k_3, & P_1^2 m_3 - (k_3 + k_4), & k_4, & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0, & \cdots & \cdots & 0, & k_9, & P_1^2 m_9 - k_9 \end{bmatrix}$$

となる。この行列式 $|P_i^2 m - k| = 0$ の P_i^2 に関する9次方程式を解き P_i^2 ($i = 1 \sim 9$)を求める。固有周期 T_i は、

$$T_i = 2\pi / P_i \quad (i = 1 \sim 9)$$

から求まる。⑨式に P_i を代入し、

$$[P_i^2 m - k]\{\phi_i\} = 0$$

を解くと、それに対応する基準関数モード $\{\phi_i\}$ が求まる。

3. 上下動の影響に関する研究結果

フィルダムの安定性に対する地震時の上下動の影響に関する田村教授の研究結果の概要は以下のとおりである。

(1) フィルダムの模型破壊実験

実験は、図-11に示すような、三次元模型で、上下流法面の勾配を1：1.6から1：2.5の間で模型実験を行った。加振方法は、空虚の状態、8 Hzの正弦波で、徐々に振巾を増していき、模型を破壊させている。模型が破壊した時の振動台の水平方向加速度と鉛直方向加速度の関係は図-12に示すとおりで、法面勾配と含水比を一定としたときの、破壊時における水平加速度と鉛直加速度との関係を表す回帰直線の勾配は同値（3：1）であることが分かる。これは、破壊に対する影響が水平加速度と鉛直加速度で3：1であることを示している。

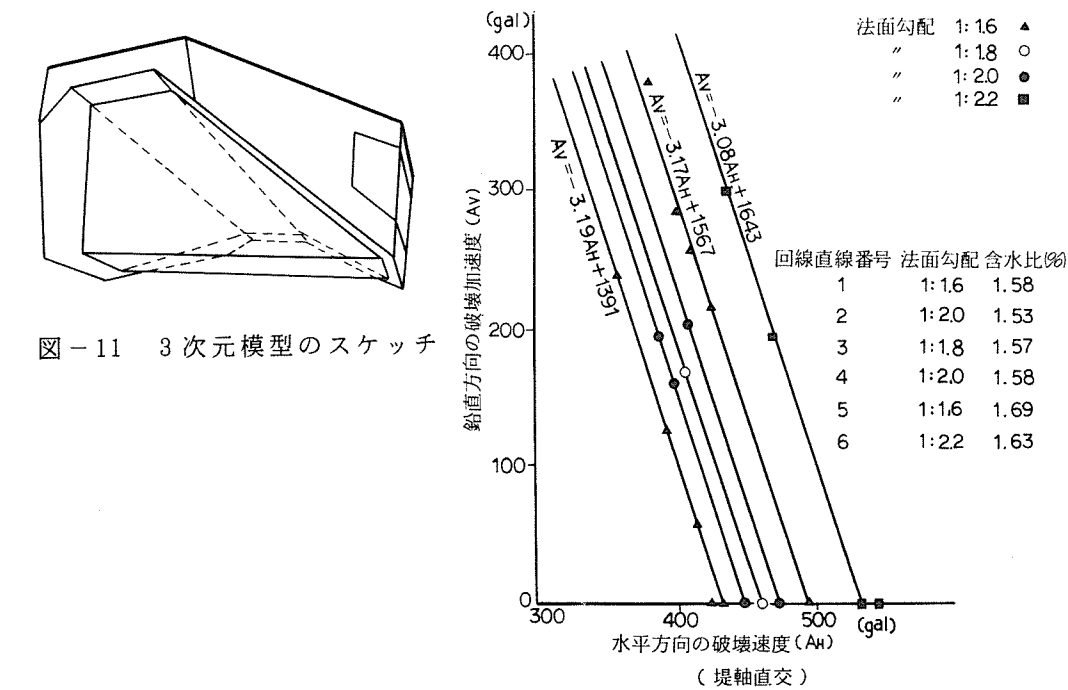


図-12 模型が破壊した時の振動台の水平方向加速度（堤軸直交）と鉛直方向加速度の関係（1, 2, ..., 6 は回帰直線）

(2) 数値解析

模型ダムの動的挙動を明らかにするため、三軸試験で得た材料の力学的特性に基づいて、有限要素法を用いて等価線形法で数値解析を行った。解析に用いた要素図は、図-13に示すとおりである。

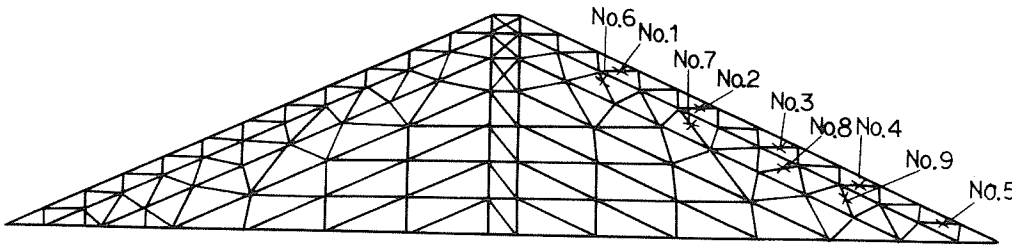


図-13 2次元応答解析のための断面の要素分割

図-14は水平方向に加振されたときのNo. 1～5の各点における (τ) , (τ_f) の変化に対する変動を示している。また、図-15は水平方向に400galで加振すると同時に鉛直方向にも加振したときの (τ) , (τ_f) である。

これらの図から、第1層では水平加速度が100gal増加したとき失われる安定性は $0.37\text{gr}/\text{cm}^2$ ($0.09 + 0.28\text{gr}/\text{cm}^2$)であり、鉛直加速度が100gal増加した場合失われる安定性は $0.11\text{gr}/\text{cm}^2$ ($0.24 - 0.13\text{gr}/\text{cm}^2$)になり、前者の約1/3になる。第2層に於ても同様の傾向を示す。堤体材料の剛性及び減衰定数が一定の場合にもこの関係は維持されており、したがって、鉛直方向加速度の法面の安定性に対する影響は水平方向加速度の影響の約1/3になる。

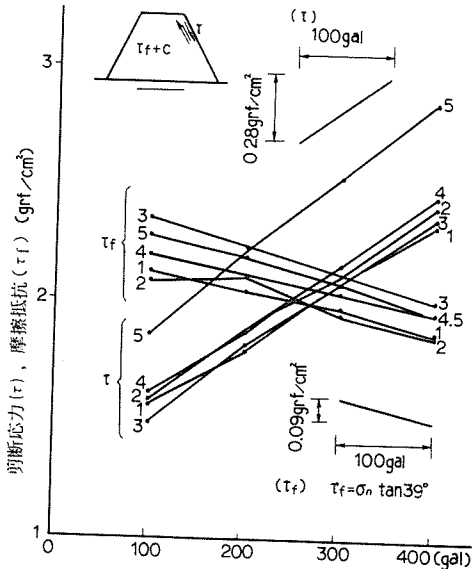


図-14 水平方向加速度（堤軸直交）の大きさとNo. 1～5の各点に於けるせん断応力 (tau) 又は摩擦抵抗 (tau_f) との関係

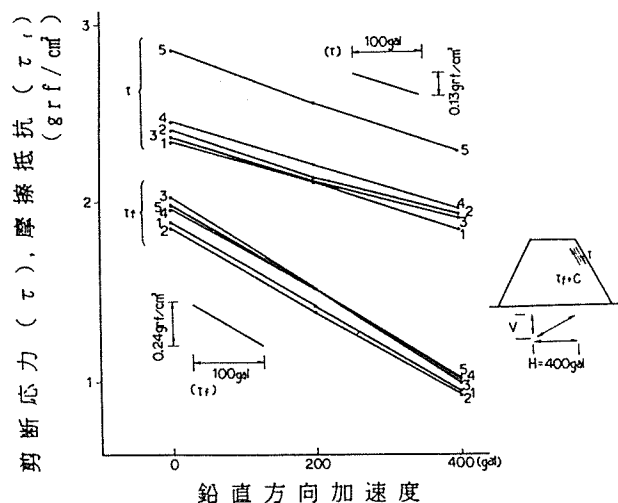


図-15 400galの水平方向加速度（堤軸直交）と同時に鉛直方向加速度が作用したときのNo.1～5の各点に於けるせん断応力（ τ ）又は摩擦抵抗（ τ_f ）と鉛直方向加速度との関係

(3) 上下動の影響のまとめ

図-12に示されている様に、本実験の結果では材料の含水比と法面の勾配をきめれば、破壊時の水平加速度と鉛直加速度の関係は、平行な直線によって表現される。したがって、図-16の如く、原点よりこれらの直線に垂線を引いて、新たな座標軸を設定すれば、この軸上の値により、材料の含水比（粘着力）と法面の勾配とによってきまる堤体の破壊加速度値をあらわすことができる。すなわち、水平加速度と鉛直加速度とをこの新しい座標軸に投影し、その和が、ダム自体がもつ限界加速度を超えたときに法面が破壊することを意味する。この新しい座標

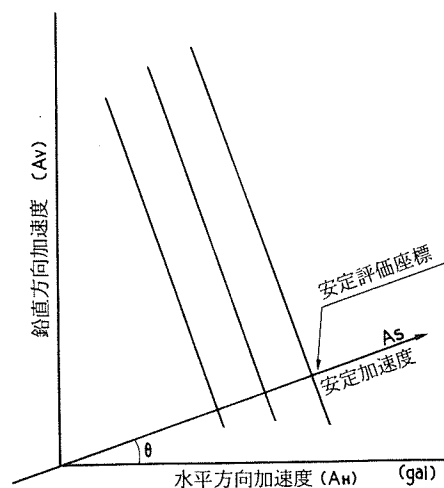


図-16 水平方向（堤軸直交）との鉛直方向とに同時に加振したときの法面安定評価のための安定評価座標

軸を安定評価座標（Axis for Stability Evaluation）と呼び、これをAsであらわすことにする。

$$A_s = A_H \cos \theta + A_v \sin \theta \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 A_H は水平方向加速度、 A_v は鉛直方向加速度で、 θ はこの軸が A_H 軸となす角である。

(1)式は水平加速度と鉛直加速度とが夫々独立に法面の安定に係わっていることをあらわしている。この場合

$$\tan \theta = 1 / 3$$

である。

図-17は、破壊時の水平方向加速度波形と鉛直方向加速度波形との間に位相があった場合の両波形のリサージュ曲線である。この図に示すように水平方向及び鉛直方向の加振波形の間に位相差（ α ）がある場合には、 A_s は

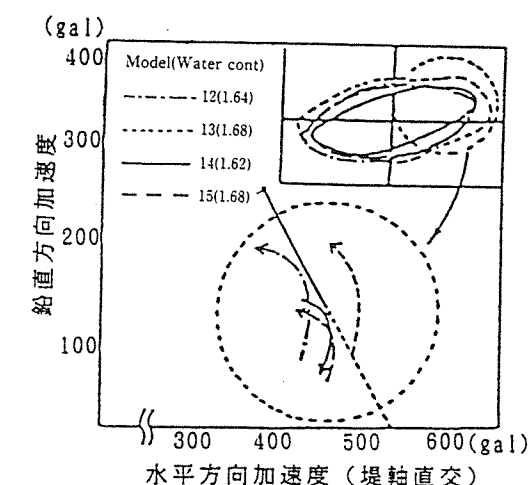


図-17 水平堤軸直交及び鉛直方向から同時に、位相連のある加速度波形で加振し、破壊したときの加速度波形のリサージュ曲線

$$A_s = \sqrt{(A_H \cos \theta + A_v \sin \theta)^2 - A_H A_v \sin \theta \sin^2 \left(\frac{\alpha}{2} \right)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

(1)式で A_s を等価な水平方向加速度 A_s' に変換すると、

$$\frac{A_s}{\cos \theta} = A_s' = A_H + A_v \tan \theta \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。(2)式についても同様である。

次に(3)式で、内部摩擦角 ϕ が θ に与える影響について考察する。滑り面の摩擦抵抗（ τ_f ）は(1)式によって求められる。表面の第2層を対象とすると、内部摩擦角 $\phi 39^\circ$ で、加振加速度が水平方向又は鉛直方向で100gal増したときの（ τ_f ）は、0.40gr/cm²及び0.83gr/cm²減少するから、任意の ϕ に対する θ の値

は、次式で求めることができる。

$$\tan \theta = \frac{\text{鉛直方向に100gal増したときの安定性の減少}}{\text{水平方向に100gal増したときの安定性の減少}} = \frac{-0.40 + 0.83 \times \frac{\tan \phi}{\tan 39^\circ}}{0.90 + 0.40 \times \frac{\tan \phi}{\tan 39^\circ}} \quad \dots(4)$$

この式を用いて ϕ と θ の関係を求めると表-13の如くなる。

表-13 ϕ と θ の関係

ϕ	36°	39°	42°	45°
$\tan \theta$	0.24	0.33	0.38	0.45

また、ロックフィルダムの地震観測結果から、水平方向と鉛直方向の基礎の加速度が等しいとき、鉛直方向の最大応答加速度は、水平方向の最大加速度の $1/2$ 程度であることがわかっている。このとき $A_{s'}$ は、

$$A_{s'} = A_H \left(1 + \frac{1}{2} \tan \theta \right)$$

と表され、 ϕ と $A_{s'}/A_H$ の関係は、表-14に示すとおりである。

表-14 $A_{s'}$ と A_H の関係

ϕ	36°	39°	42°	45°
$A_{s'}/A_H$	1.12	1.17	1.19	1.23

ϕ : 堤体材料の内部摩擦角

この表から、堤体材料の ϕ は一般に $36^\circ \sim 40^\circ$ 程度であるため、限界加速度 $A_{s'}$ は、水平加速度 A_H の $1.1 \sim 1.2$ 倍程度でよいことがわかる。また、既往の観測結果から、水平加速度と鉛直加速度は同時に最大値とはならず、時刻のずれがあることがわかっている。このことから、 $A_{s'}$ は若干小さく考えられる。したがって、上下動を考慮した場合に、設計震度は水平動の 1.1 倍でよいといえる。

4. 減衰定数（地下逸散）に関する理論計算

大町教授提案の逸散減衰定数は以下のとおりである。

(1) セン断ばり理論による逸散減衰量の推定

フィルダムを三角形断面を持つ粘弾性体のせん断ばり、地盤を弾性体と見なし、地盤とダムの簡略化連続条件のもとで調和振動方程式を解いた（岡本，1966）。これにより、ダム頂の地動に対する振動増幅率として、図-18が得られる。

これらの増幅曲線には、粘性減衰の効果と逸散減衰の効果の両方が含まれている。したがって、増幅曲線の広がり具合から、振動減衰比を求め、粘性減衰分を差し引けば、逸散減衰分が評価できる。このような考えで、図-18から、減衰比を求め、ダムと地盤の波動インピーダンス（ ρV ）比に対してプロットすると、図-19が得られる（大町，1980）。図-19は、粘性減衰比が 0.16 の場合の結果であるが、この図の特徴は、全体の減衰が、粘性減衰と逸散減衰の算術和で表せることにある。

そこで、ダムも地盤もを単純に弾性体と見なし、同じ境界条件で定式化すれば、逸散減衰が直接算定できると考えた。これを実際に行ってみると、確かに、得られた逸散減衰は、数値的に図-19の結果と一致した（大町，1981）。これを数式で表せば、 i 次モードに対応する減衰比は、 α をインピーダンス比として次のようになる。

ダムが均質な場合： $h_i = \alpha / z_i$ 式(1)

ダムの剛性が深さに比例して増加する場合： $h_i = \alpha \cdot \sqrt{y_i}$

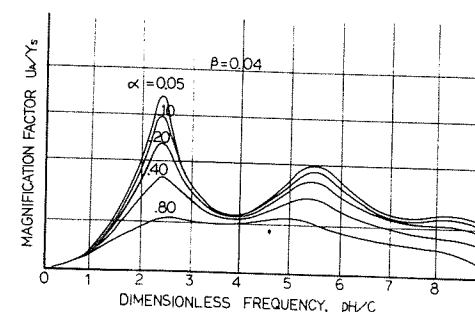


図-18 ダム頂の地動に対する振動の増幅率

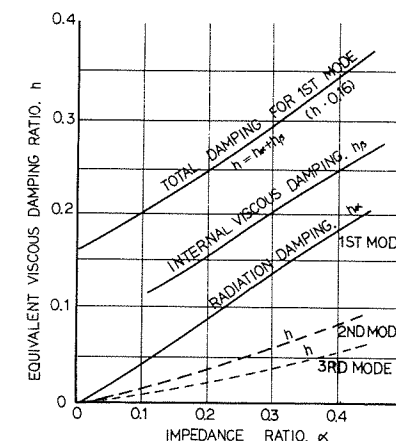


図-19 インピーダンス比と減衰定数

(2) 厳密な逸散減衰の数値解析による評価

ダムを弾性体、地盤を半無限弾性体と見なし、有限要素法でダムをモデル化し、複素数の地盤ばねをこれに付加して、ダム-地盤系の固有振動モードを算定した (Chopra and Perumalswami, 1979)。ダムの斜面勾配は、1 : 1.5 と 1 : 3.0 の 2 種類が採用され、地盤とダムとの剛性比は、1 / 4 から ∞ まで 6 段階について検討された。1 次モードに関する逸散減衰比を式(1)と比較すると、式(1)はインピーダンス比が、0.2 以下では過大で、0.3 以上では過小な値を与える。ただし、式(1)では基本モードの減衰が最大であるが、彼らの結果では、必ずしもそのようにならない。

有限要素法と境界要素法を結合した手法により、弾性体のダム-地盤系のモデルのダムと基礎の境界面に衝撃力を与えて、自由振動から減衰比を算定した (東平 & 大町, 未発表)。ダムの高さが 100m、ダムと地盤の S 波速度がそれぞれ 200m / s, 500 m / s であるとき、ダム頂の、衝撃力による自由振動時刻歴を図-20に、それから 1 次モードだけを取り出した時刻歴を図-21に示す。地盤の S 波速度を 500, 1000, 2000m / s と変化させたとき、1 次モードの時刻歴から算定される減衰比は、次のようになった。

インピーダンス比	固有振動数	減衰比
0.1	0.60Hz	0.01以下
0.2	0.60Hz	0.04
0.4	0.60Hz	0.16

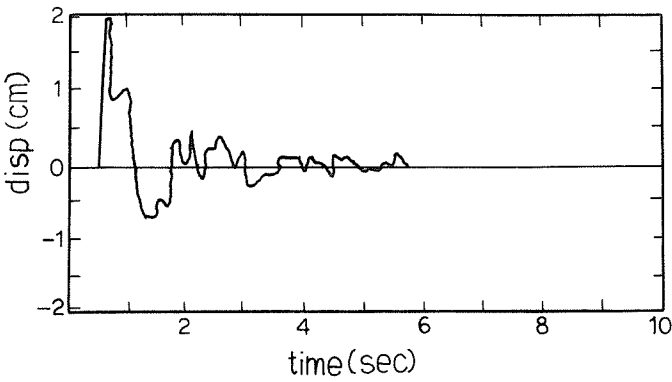


図-20 ダム頂の衝撃力による自由振動時刻歴

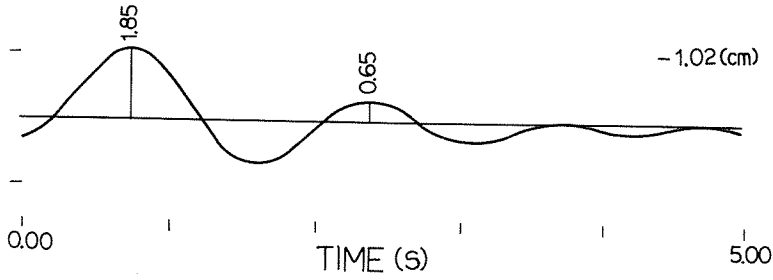


図-21 ダム頂の衝撃力による自由振動時刻歴
(1 次モード)

(3) 実測による逸散減衰の評価

微小ひずみ領域におけるダムの振動減衰は、地下逸散が支配的であると考えれば、常時微動により実測が可能となる。この考えをもとに、3つのロックフィルダムで測定された 1 次モードの減衰比は次のとおりである。(大町, 1988)。

	カッサダム	御母衣ダム	大内ダム
基本振動数	1.80Hz	1.65Hz	1.90Hz
貯水条件	ほぼ満水	ほぼ満水	空虚
減衰比	0.10	0.10	0.04

フィルダムの耐震設計指針(案) 定価 3,700円(税・送料込み)

平成3年6月30日 初版発行

監修 建設省河川局開発課
発行 (財)国土開発技術研究センター

〒105 東京都港区虎ノ門2-8-10
(第15森ビル 6階)

電話 03-3503-0393(調査第一部)

Fax 03-3592-1355
