

## 老朽化フィルダムの地震リスクを考慮した安全性評価法

谷 茂\*・堀 俊和\*

## 目 次

I 緒 言	145	IV 結 言	151
II 老朽化フィルダムの現状について	145	参考文献	151
III 検討手法および検討結果	145	Summary	152
1 解析条件	145	資料 老朽化フィルダムの地震リスクを考慮した LCC (ライフサイクルコスト) 評価の 手引き<試案>	153
2 地震に対する損傷度曲線の算定	149		
3 ライフサイクルコストの評価	150		

## I 緒 言

近年、大規模地震に対する老朽化フィルダムの安全性の評価において、耐震補強対策の必要性、対策の合理性の説明が求められていること、仕様設計から性能設計へと移行していること等から、耐震補強する場合でも、耐震補強対策の程度と地震リスクを考慮したLCCの概念に基づく耐震補強対策の最適化が今後必要となると考えられる。本報告では仮想フィルダムを対象として、築堤材のばらつきを考慮し、性能目標を設定し、動的応答解析によりレベル2地震動における安全性の検討を行った。さらに地震動や地震ハザードの設定、および補強工法を仮定して耐震補強を行った場合の破壊確率を求め、大規模地震動のリスクを考慮した老朽化フィルダムのライフサイクルコストの評価を行った。本評価手法の詳細については資料として巻末に添付した「老朽化フィルダムの地震リスクを考慮したLCC評価の手引き(試案)」に述べているので参照されたい。

## II 老朽化フィルダムの現状について

築造年代の古い農業用フィルダム(堤高 $H \geq 15\text{m}$ で1945年以前に築造されたもの)は全国に約644箇所あるとされている(谷茂, 1989; 農林水産省, 2005)。これらの多くは、堤体が老朽化して波浪侵食や経年劣化により断面不足になっていたり、あるいは堤体や基礎地盤からの漏水によりパイピングの進行の危惧があるものも

ある。また、設計基準が制定される前に築造されていることから、地震力を考慮していないために地震時の安定性が十分でないものもあることが想定される。特に、このようなフィルダムが中央防災会議の想定した東海地震、宮城県沖の地震等の大規模地震の発生が予想されている地域に立地する場合には早急な耐震補強が求められる。**Fig.1**には、東海+東南海+南海地震が発生した場合の中央防災会議による震度分布予想図を示したものであるが、震度6以上の地区に限っても多くの農業用フィルダムが位置している。設計基準に基づいて設計されていなくとも、過去の地震被害の調査から耐震性は必ずしも低いとは言えないが、今後は耐震性についての照査が必要と考えられる。さらに耐震補強する場合においては、耐震補強対策の最適化が必要である。

## III 検討手法および検討結果

フィルダムでは築堤にあたっては築堤材の密度、強度管理は施工管理基準に従って厳格な管理がなされているが、老朽化フィルダムでは“ばらつき”を考慮する必要がある。本報告ではレベル2地震動のリスクを考慮した安全性の検証について述べる。破壊基準はモールクーロン則とし、モンテカルロシミュレーションによりFEMによる動的解析を行った。さらに地震ハザード評価、および既存状態、耐震補強を行った場合のフィルダム堤体の破壊確率を求め、決壊によるハザード額を洪水解析により評価して、LCC(ライフサイクルコスト)の観点から見た検討を行った。解析の概略の流れを**Fig.2**に示す。以下に検討方法の詳細について述べる。

## 1 解析条件

## a 解析対象としたフィルダム

フィルダムの形式は均一型とし、堤高は35m、堤頂

\* 施設資源部長

\*\* 施設資源部土質研究室

平成21年12月14日受理

キーワード: 老朽化フィルダム, 地震, リスク, 耐震性, 性能設計

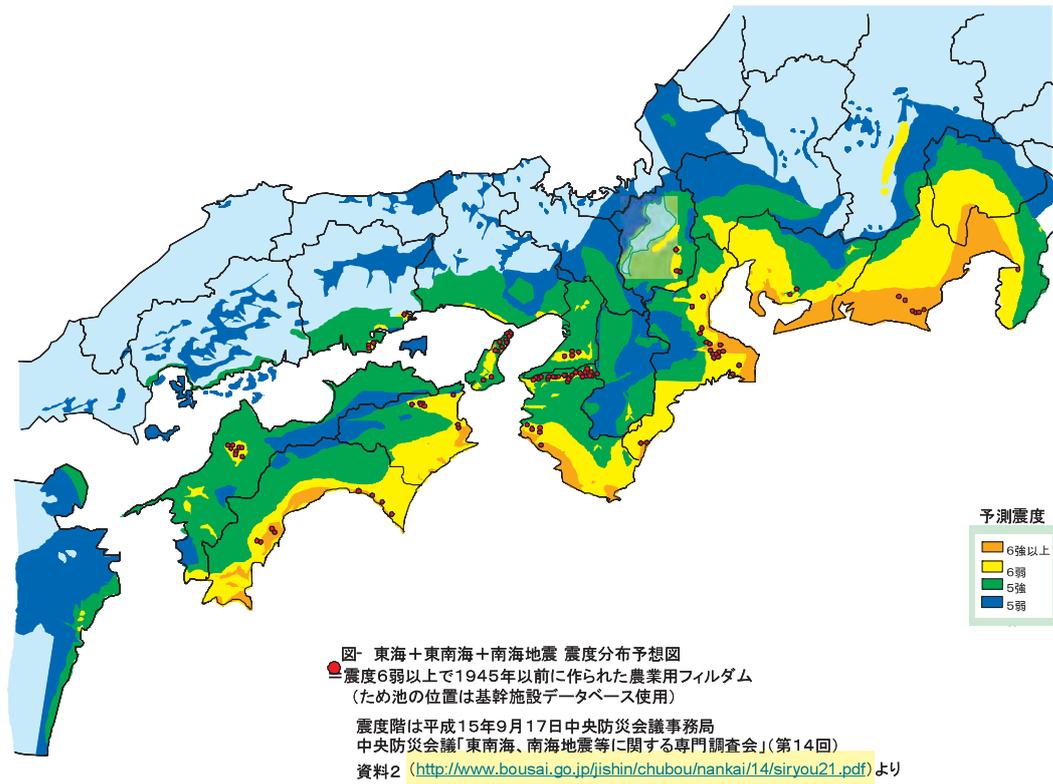


Fig.1 大規模地震動が想定される地域と老朽化フィルダムの位置  
 Location of fill-dam constructed before 1945

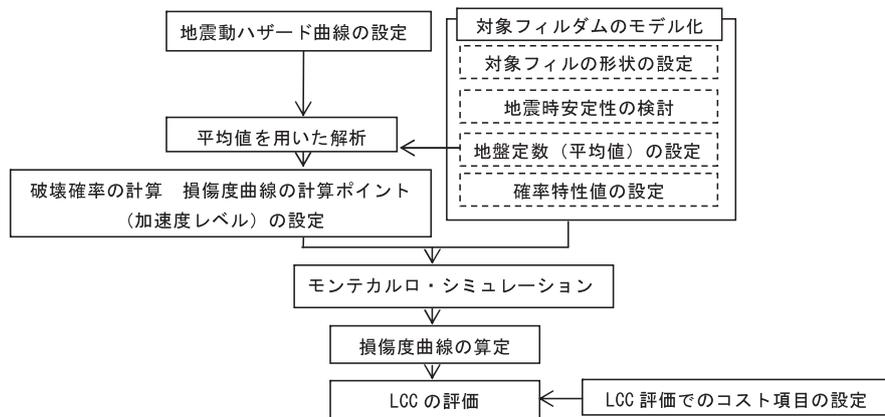


Fig.2 LCC 評価の流れ  
 Flow of LCC assessment

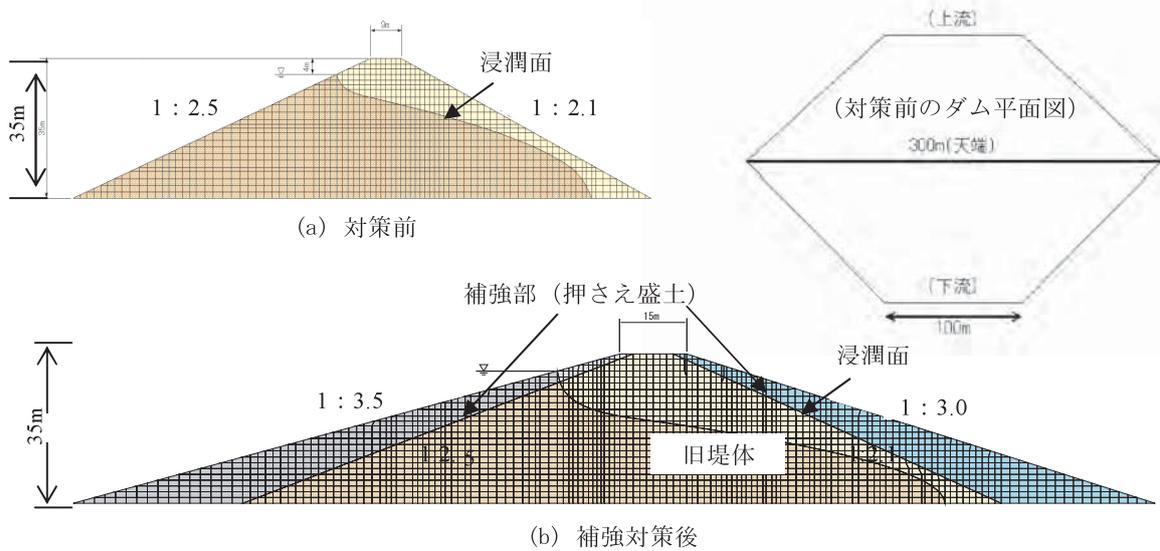
長は 300m で、勾配等は一般的なフィルダムの事例を参考にして定めた。その他の補強工法も考えられるが、ここでは 1 例としてこの押さえ盛土による対策工について検討した。Fig.3 にモデルフィルダムの標準断面を示した。耐震補強対策として、上下流斜面の押さえ盛土とし、勾配は上流斜面で 1:3.5、下流斜面で 1:2.5 の緩勾配とした。また、対象としたフィルダムは耐震設計基準が確立される以前の老朽化したものであると仮定し、耐震補強前のすべり安全率は 1.0 と仮定した。補強後の安全率は現行の日本のダム基準を満足するように、設計地盤震度を 0.18 とした場合すべり安全率が 1.20 以上となるように各々の地盤定数を定めた。解析に用いた地盤定数を

Table 1 に示した。

b 地盤定数の確率特性

(1) 確率変数と確率特性値

ばらつきを考慮する地盤定数は、砂質土の堤体材とフィルタの内部摩擦角  $\phi$ 、および粘性土のコアの内部摩擦角  $\phi$  と粘着力  $c$  とした。各地盤定数の確率特性値を Table 2 に示す。堤体とフィルタの内部摩擦角の変動係数は、日本の鉄道盛土で評価されているピーク強度の値 (7~12%) (地盤工学会, 2007) を参考にして 10% とした。堤体およびフィルタの粘着力の変動係数は文献 (地盤工学会, 2007: 堀内孝英他, 1977) でとりまとめられているものを参考にして 30% とし、確率密度関数は正規分



**Fig.3** 解析に用いたモデルダムの断面（堤体の下端は強固な基礎地盤と仮定した。補強対策費は23億円）  
 Cross-section of model dam used for analysis (Solid foundation is assumed for the bottom end of dam. Reinforcement cost is 2.3 billion yen.)

**Table 1** 解析に用いた地盤定数  
 Ground constants used in analysis

材料区分		N 値	Vs (m/s)	弾性係数 <sup>*2)</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	φ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )	せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )
堤体材	浸潤線以上		188	152,000	0.41	1.47	40	3	51,007
	〃 以下	8	170						53,754
コア	浸潤線以上		149	87,000	0.41	1.32	28	20	29,195
	〃 以下	4	133						30,778
フィルター	浸潤線以上		312	573,000	0.41	2.00	40	3	192,282
	〃 以下	—	(306) <sup>*1)</sup>						203,200

\* 1) せん断弾性係数 G と飽和密度 φ から求める  $V_s = \sqrt{\frac{q}{p}}$   
 \* 2) G とポアソン比 γ から求める  $E = 2(1+\nu)G$

**Table 2** 地盤定数の確率特性値  
 Random characteristic values of ground constants

材 料 区 分		平均値	変動係数	確率密度関数
堤体	内部摩擦角 φ	40°	10%	正規分布
		28°		
コア	粘着力 C	20 kN/m <sup>2</sup>	30%	

布と仮定した。コアの φ と c は独立と仮定した。

(2) 解析に用いる確率変数

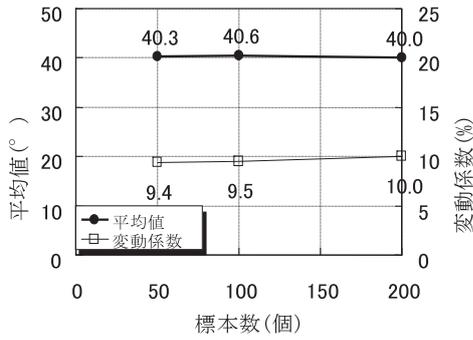
(1) で設定した各地盤定数の確率特性値を用いて、モンテカルロシミュレーションで用いる確率変数を乱数を用いて作成した。標本数(モンテカルロシミュレーションの回数)を 50, 100, 200 としたときの各地盤定数(平均値, 変動係数)のばらつきを Fig.4 に示したが、標本

数が多いほど Table 2 の設定値に近似していくのがわかる。本研究の目的は、耐震補強前後での LCC の違いを示すことが目的であること、およびモンテカルロシミュレーションに要する計算時間を考慮して標本数を 50 とした。Fig.5 は地盤定数のばらつき(堤体の内部摩擦角の例)を示したものである。

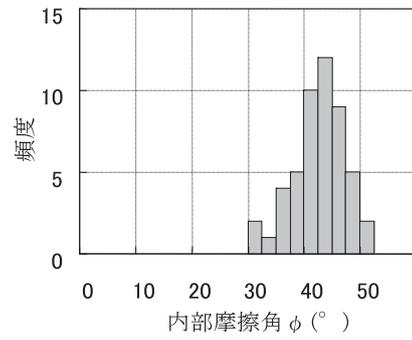
(3) 地震動とハザード曲線

動的解析に用いる入力地震動はレベル 2 地震動(フィルダムのある地点で将来にわたって発生する可能性のある最も大きな地震動を想定)として、以下に示す 3 つの地震波を設定した。Fig.6 に地震波形を示す。

- ①宮城県沖地震～シナリオ地震動(1978年宮城県沖地震の断層モデルを用いて統計的グリーン関数法で作成された地震動)
- ②八戸波～下限スペクトルに適合する地震動(1968年十勝沖地震の八戸波(NS)を用いて作成した模擬地震動)



**Fig.4** 標本数（モンテカルロシミュレーションの回数）と確率特性値の関係（堤体の内部摩擦角）  
Relationship between Sample Numbers and Probabilistic Characteristics of Internal Friction Angle



**Fig.5** 解析で考慮した地盤定数のばらつき（堤体の内部摩擦角の例）  
Example of Internal Friction Angle Samples Applied for MSC

③川西波～下限スペクトルに適合する地震動（2004年中越地震の川西ダム（上下流方向）波を用いて作成した模擬地震動）

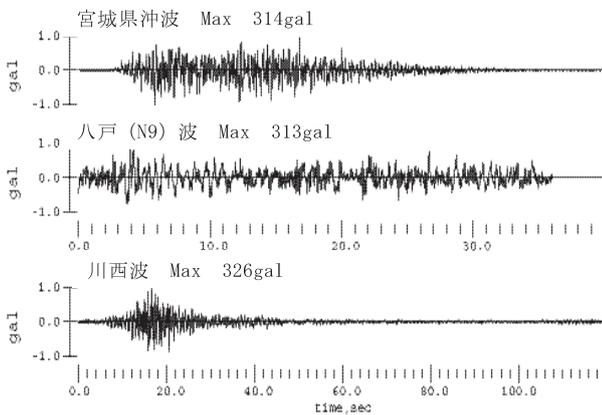
本検討で対象としているフィルダムは宮城県に存在すると仮定して、既往のデータから地震ハザード曲線を設定した。地震ハザード曲線とは、着目地点において、1年間に最大加速度がある値を超える確率をプロットしたものである。文献（原子力安全基盤機構，2006）では宮城県沖地震を想定して、同県に存在する原子力発電所立地地点での地震ハザード曲線が距離減衰式を用いて**Fig.7**のように評価されており、本論文では、この地震ハザード曲線を用いる。

(4) フィルダムの地震時の性能目標（谷茂，2009）

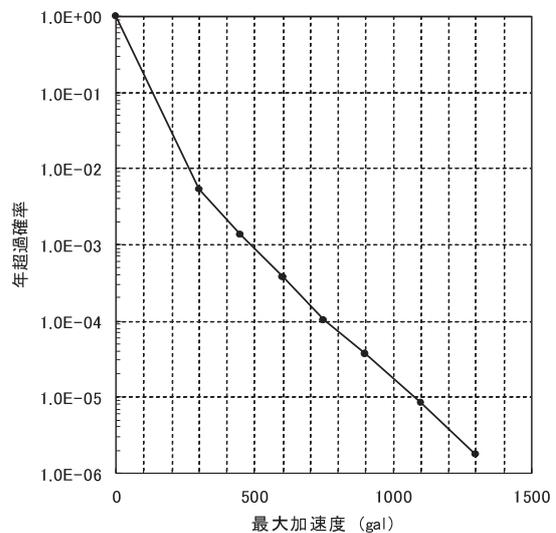
機能の維持と損傷の程度との関係は、構造物によっても異なるし、一義的に決めることが難しいのが現状である。土構造物は一般に極限解析法で安定性の評価を行っているが、レベル2地震動を考慮した場合には、たとえば盛土では安全率が1.0を下回り、崩壊することになり、'どの程度危険なのか、安全なのか'が説明出来ない。安全率が1.0を下回ったからといって、直ちに崩壊するわけではないので、堤体の変位量により'どの程度危険なのか、安全なのか'を知る必要が生じる。特に貯水構造物

のフィルダムでは、貯水位と沈下量との関係が重要となる。このための変位量を知るためには詳細解析、たとえば有限要素法解析などが必要になる。仮に正確な残留変位量が解析できたとしても、次にどの程度の残留変位が許容されるのか、性能目標を決める必要がある。性能目標については地震動との組み合わせで決めることになる。以下にフィルダムの性能目標について述べる。

フィルダムのような貯水構造物の要求される性能の指標としては天端沈下量と考えられる。ダム機能の面から考えると、レベル2地震動に対しても貯水機能を保持出来る範囲の沈下量に納めなければならないことになる。地震後の天端標高が貯水位よりも下回らないこと、すなわち盛土の余裕高以内に沈下量が収まるように設計することが、最低限必要になってくる。貯水機能を最低限保持するためには貯水が堤体を越流しないことが必要になり、地震による波浪高さ等を加えた状態で、堤体の余裕高さの範囲内に収まればよいことになる。余裕高さの式はダム設計基準に定められている。この式から求まる数値が許容沈下量となり、堤高にかかわらずフィルダ



**Fig.6** 入力地震波（3波形）  
Input Ground Acceleration



**Fig.7** 地震ハザード曲線  
Applied Seismic Hazard Curve (JNES 2006)

ムでは最低 1.0m 以上は確保されている。

文献（土木研究所，2005）では下流斜面にすべりが想定されない場合には，パイピング破壊が生じる可能性はないとしていること，過去のフィルダムの地震被害でも，基礎地盤が液状化するなどの場合を除いては，既往の被害事例から見ても沈下量が 0.5m を超すケースはほとんど報告されていない，これらのことを考慮すると，安全側の判断として堤高にかかわらず沈下量が概ね 1.0m ぐらいを性能目標とした。さらに，解析の誤差，対象のフィルダムの重要度等を考え，工学的判断により概略 1.0m の 50%～100% 程度の沈下量 50cm を許容沈下量の目標と考えるが妥当と考える。

2 地震に対する損傷度曲線の算定

a 平均地盤定数を用いた解析結果

解析モデルは Fig.3 で示したもので，地震波は①宮城県沖地震，②八戸波，③川西波の 3 波である。土の構成則として弾塑性体モデル（Mohr-Coulomb モデル）を用いた。補修前と補修後の解析モデルに最大加速度を 200～1000gal まで 5 段階に変化させた地震応答解析を行った。すべての解析ケースの堤体上流端の沈下量と入力加速度の関係を Fig.8 に示した。沈下量は入力加速度が大きくなるにしたがい大きくなり，同一加速度レベルでは宮城県沖波，川西波，八戸波の順に大きくなっている。補修前と補修後の比較では，補修後の沈下量が大きく減少しているが，加速度の大きさ，入力地震動により，減少の割合は異なっている。どの地震波においても耐震補強により大幅に残留沈下量が減少していることがわかる。入力地震動のスペクトル特性の違いによるものと考えられる。

b モンテカルロシミュレーション（MS）

対象フィルダムの解析モデルを用いて，土の構成則に Mohr-Coulomb モデルを適用した，2 次元動的 FEM 解析の MS を行った。本検討における LCC の評価では，天端の沈下による越流を限界状態としていることから，MS による天端天端沈下量のばらつきを算出した。MS は補強前では加速度 300，600，900 (cm/s<sup>2</sup>)，補強後で

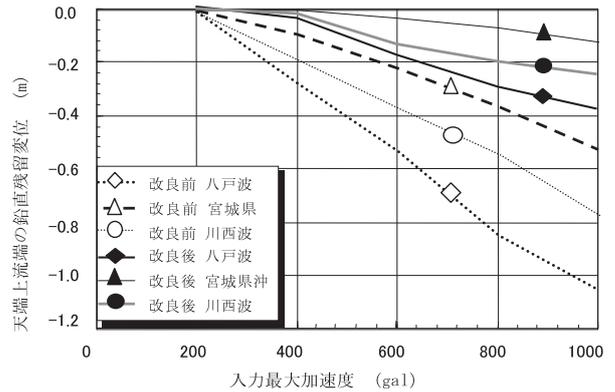


Fig.8 入力最大加速度と天端の沈下量の関係  
Relationship between input maximum acceleration and crest settlement

は 900，1100，1500 (cm/s<sup>2</sup>) に対して行い，それぞれの加速度に対して 50 回の試行回数とした。既存および耐震補強後で，八戸波に対する MS から得られた天端沈下量のばらつきを Fig.9 に示す。各最大加速度に対する超過確率は天端の許容沈下量（レベル 2 地震動における性能目標）を 50cm と仮定して，各加速度での試行回数に対し，これを越えた回数の比とした。

c 損傷度曲線の計算

上記のモンテカルロ・シミュレーションから得られる各最大加速度に対する天端沈下量のばらつきに基づいて，損傷度曲線を算定した。損傷度曲線の算出は Fig.10 に示すように，最大加速度と破壊確率の関係を対数正規確率の累積分布関数で回帰し，残差が最も小さくなるように，累積分布関数のパラメータである平均値，標準偏差を定めた。各最大加速度（同図中の  $a_1$ ， $a_2$ ， $a_3$ ）に対する破壊確率 ( $p_{f1}$ ， $p_{f2}$ ， $p_{f3}$ ) は，前述の各最大加速度に対する超過確率である。Fig.11 に算出した損傷度曲線を示す。

なお，対策後の損傷度曲線については，計算した加速度が損傷度曲線の下限側に偏っていることが分かり，この 3 点で対数正規確率の累積分布関数への当てはめは困難であると考え，対策前の累積分布関数の当てはめから得られた平均値と標準偏差を用いて変動係数 (= 標準偏

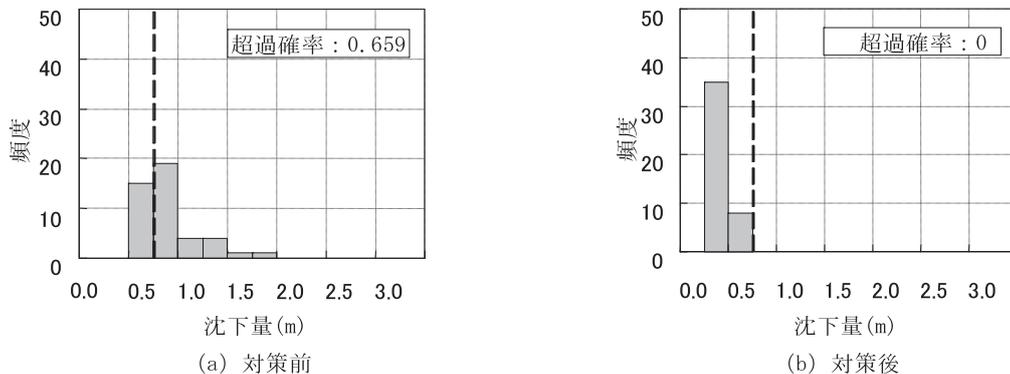


Fig.9 天端沈下量のヒストグラム（最大加速度 600gal の例）  
Example of MCS result for peak acceleration 600 (cm/s<sup>2</sup>)

差/平均値)を算出し、その変動係数が対策後も同じものであるとして、平均値のみをパラメータとした当てはめを行った。

3 ライフサイクルコストの評価

a LCCの評価方法

LCCの評価については、現在から任意の期間までのトータルコスト(TC)として評価する。このトータルコストとは、任意の期間までのコストの期待値を意味し、既設フィルダムの対策コスト $C_0$ 、フィルダムの破壊確率 $p_f$ と被害コスト(越流による周辺の浸水被害、再構築に関するものを含む) $C_f$ から、式(1)を用いて算出する。

$$TC = C_0 + p_f C_f \tag{1}$$

上式において、破壊確率 $p_f$ は、ハザード曲線と、損傷度(フラジリティ)曲線を用いて算出した「年間破壊確率」(1年間当りの破壊確率)である。この意味合いは、想定する地点で発生する可能性がある全ての地震(最大加速度)を考慮したときのフィルダムの破壊確率であり、地震はハザード曲線では、全ての最大加速度の発生確率が「1年間当り」で算定されているため、フィルダムの破壊確率も1年間当りとなる。この破壊確率を、無対策と対策後の2ケースについて算出する。

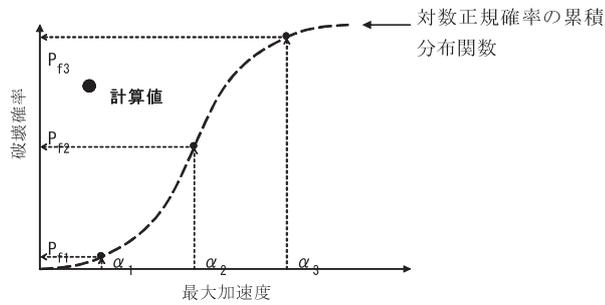


Fig.10 損傷曲線の算出  
General of fragility curve evaluation

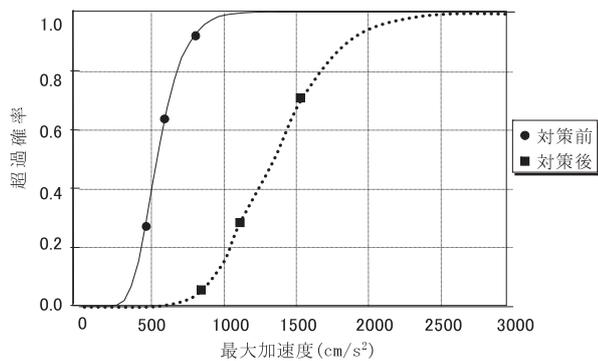


Fig.11 対策前後の損傷度曲線  
Comparison of fragility curve between no and with reinforcement

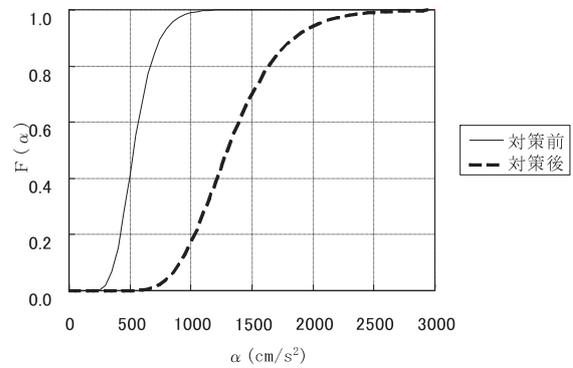
$$p = \int_0^{\infty} F(\alpha) \frac{dH(\alpha)}{d\alpha} \tag{2}$$

ここに、 $p$ :1年間当りの破壊確率、 $F(\alpha)$ :損傷度(フラジリティ)曲線、 $H(\alpha)$ :地震ハザード曲線、 $\alpha$ :最大加速度である。この結果を Fig.12 に示す。

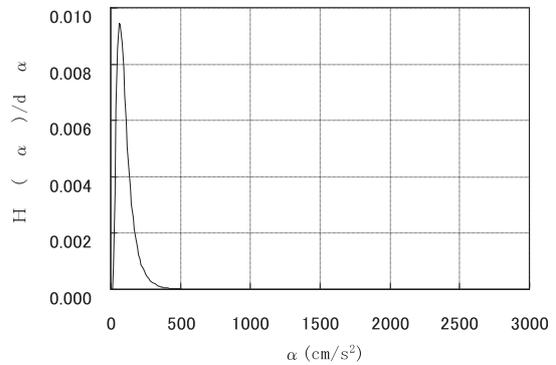
b 補強前と耐震補強後のLCCの評価

ハザード曲線と、耐震対策前後の損傷度曲線を用いて年間破壊確率を算出し、その結果を用いてLCCを評価した。年間破壊確率の算定結果を Table 3 に示す。耐震対策によって破壊確率は2オーダー小さい結果となった。

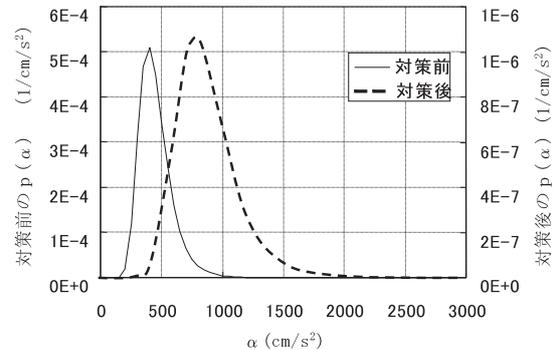
LCC評価で考慮したコストは Table 4 の通りである。耐震対策のための押え盛土の体積は、対象フィルダムの形状から算出した。その結果、本検討で用いたモデルで



(a)  $F(\alpha)$  損傷度曲線



(b)  $dH(\alpha)/d\alpha$  (最大加速度の確率密度関数)



(c)  $F(\alpha) \times dH(\alpha)/d\alpha$  (1年間当りの破壊の確率密度関数)

Fig.12 1年間当りの破壊確率の算定過程  
Process of annual failure probability evaluation

は、押え盛土による対策費は、22.9 億円であった。被害額が対策費よりも小さい 10 億円を想定した場合には、今後 500 年間では、対策を行った場合の方がトータルコストは大きくなる。しかし、被害額 50 億円、100 億円とした場合には、初期コスト(経過年数 0 年のときのトータルコスト)は対策を行った場合の方が大きいものの、年数の経過に伴ってトータルコストは小さくなり、無対策との差が大きくなる。このことは、大きな被害が想定される重要なフィルダムについては、対策を行った方が LCC は小さくなることを示している。LCC 評価結果(補強対策費 23 億円、被害額 50 億円の場合の LCC の評価結果)の例を Fig.13 に示す。

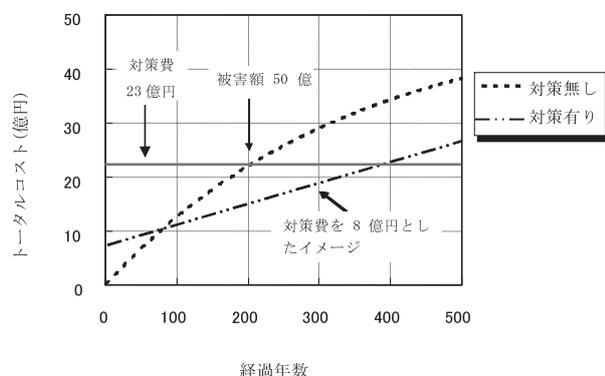
この結果において、対象期間(横軸)を限りなく長くすると、それぞれのトータルコストは限りなく想定被害額に漸近する。これは、対象期間を長くすればするほど、その期間に対象とするフィルダムが壊れる確率は 1 となり、その結果、想定した被害額が必ず必要となる、ということの意味している。また、耐震補強対策の規模を本検討よりも小さくすると、切片(対策コスト)は小さくなって勾配が大きくなるため(無対策に近づく)、無

**Table 3** 年間破壊確率の算定結果  
Calculation results of annual failure probability

対策前	$2.90 \times 10^{-3}$
対策後	$1.15 \times 10^{-5}$

**Table 4** LCC 評価で考慮したコスト  
Costs considered in LCC assessment

項目	数値	備考
対策コスト $C_0$	10,000 円 / $m^3$	押え盛土
被害コスト $C_f$	23 億円	1 ケースのみ計算



**Fig.13** LCC (トータルコストの期待値) の評価結果  
(補強対策費 23 億円、被害額 50 億円の場合の試算)

Results of LCC estimation in case of damage  
amount of 50 hundred millions

対策の関数と早い期間で交差し、より合理的な対策であると解釈することができる。このように、想定するフィルダムの特性(損傷度曲線)と対象地点の地震環境(地震ハザード曲線)を組合せた LCC 評価により、対策の必要性や、合理的な対策規模の検討を行うことが可能となると考えられる。

#### IV 結 言

本報告では仮想フィルダムを対象として、動的応答解析によりレベル 2 地震動におけるフィルダムの安全性の検討を行ったが、築堤材のばらつきによる堤体の変形量への影響を考慮し、さらに地震動や地震ハザードの設定、および 1 つの補強工法を仮定して耐震補強を行った場合の盛土の破壊確率を求めた。

これらにより、大規模地震動のリスクを考慮した老朽化フィルダムの LCC 評価を行った。本研究ではモデルフィルダムの損傷を受けた場合の被害額については類似地区の被害額を参考にしているが、今後は実際のフィルダム、地域を想定して、洪水被害額についても実際に算定し、LCC の検討を行っていく必要がある。また、補強対策の方法を変えて、対策コストに応じた LCC の評価を詳細に行っていく必要がある。本評価法の詳細については資料として巻末に添付した「老朽化フィルダムの地震リスクを考慮した LCC 評価の手引き(試案)」に述べているので参照されたい。

#### 参考文献

- 1) 谷 茂 (1989) : 溜池の話あれこれ, 農業土木学会誌, Vol.57, No.12, p.2-4
- 2) 農林水産省農村振興局 (2005) : 農業用ダム台帳
- 3) 土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会報告書 (2007) : 土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, p.113-114
- 4) 堀内孝英・川村国夫 (1977) : 信頼性設計のための土質の統計的性質, 土と基礎, Vol.25, No.11, p.11-18
- 5) 松尾 稔 (1984) : 地盤工学 信頼性設計の理念と実際, 技報堂出版, p.96
- 6) (独)原子力安全基盤機構 (2006) : 地震に係る確率論的安全評価手法の整備 - 距離減衰式を用いた地震ハザードの試解析 (その 2) - に関する報告書, JNES/SAE06-033
- 7) 谷 茂 (2009) : Soils and Foundations, Vol.49, No.6
- 8) (独)土木研究所 (2005) : 大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料, 土木研究所資料, 第 3965 号

# Safety of Old Fill-Dams Considering the Risk of Strong Earthquake Motion

TANI shigeru and HORI Toshikazu

## Summary

Recently, it is required to assess the safety of old fill-dams considering the risk of strong earthquake motion and optimize the methods of earthquake-proof reinforcement based on the conception of LCC (Life cycle cost). In this study, the deformation analysis using Monte Carlo Simulation Method is conducted for the model fill-dams at the level-2-earthquake to consider the variety of fill materials. Moreover, both the seismic hazard evaluation and the failure probability of embankments after the aseismic reinforcement as well as in the present condition are performed. Furthermore, the amount of the damage by the collapse of them is assumed, and the measures for the earthquake-proof reinforcement are investigated from the view point of LCC. In addition, in this study the amount of damage is figured out on the assumption that model fill-dams are failed, but in the future it must be necessary to set the existing fill-dams of certain areas and to estimate the real cost of damage in order to consider LCC.

**Keywords :** old fill dam, earthquake, risk, earthquake-resistant, performed-based design

資料

# 老朽化フィルダムの地震リスクを考慮した LCC 評価の手引き (試案)

谷 茂\*・堀 俊和\*

目 次

第1章 概説	153	4.2 限界状態の設定	160
第2章 地震外力の設定	153	4.3 解析モデル	160
2.1 一般	153	4.4 応答値のばらつきと損傷確率の算定	161
2.2 地震動の設定	154	第5章 年間破壊確率の算定	161
2.3 地震ハザード曲線の設定	154	5.1 一般	161
第3章 築堤材料等の地盤定数の設定	157	5.2 損傷度曲線の評価	162
3.1 一般	157	5.3 年間破壊確率の算出	162
3.2 平均値の設定	157	第6章 LCCの算定	164
3.3 変動係数の設定	157	6.1 一般	164
3.4 確率密度関数の設定	160	6.2 算定方法	164
第4章 モンテカルロ・シミュレーション	160	6.3 LCC評価における割引率	166
4.1 一般	160	第7章 あとがき	167

## 第1章 概 説

近年、大規模地震に対する老朽化フィルダムの安全性の評価において、耐震補強対策の必要性、対策の合理性の説明が求められていること、仕様設計から性能設計へ移行していることなどから、耐震補強する場合でも、耐震補強対策の程度と地震リスクを考慮したライフサイクルコスト（以下、「LCC」とする）の概念に基づく耐震補強対策の最適化が求められている。このような背景を踏まえ、本手引きは、LCCの最適化による老朽化フィルダム等の高地震時におけるLCCの評価方法を取りまとめたものである。

**【解説】**

本手引きで示すLCC評価の流れをFig.1に示す。LCC評価は、地震リスクに基づいて算出するものとしている。そのため、耐力側フィルダムでは、地盤物性値のばらつきを不確定要因として考慮するものとしている。この地盤物性値のばらつきを考慮するために、本手引きでは、モンテカルロ・シミュレーションを行うことを基本としているが、それ以外の確率計算方法を否定するものでは

ない。また、外力としては、地震の不確実性を考慮するために、地震ハザードを考慮するものとしている。なお、LCCを算出するためには、対策費や被害額のコストの評価が必要となるが、その評価法については、本手引きの対象外としている。

## 第2章 地震外力の設定

### 2.1 一般

対象フィルダムの動的解析に用いるための地震動と、年間破壊確率の算定に用いるための地震ハザード曲線を設定する。地震動の設定は2.2に従う。また、地震ハザード曲線の設定は以下に示す方法とする。

**【解説】**

対象フィルダムの地震時の挙動を評価するために、動的解析を行う。この動的解析に用いる地震動の設定方法は、2.2に示すとおりである。また、フィルダムの年間破壊確率を求めるためには、地震ハザード曲線が必要となる。この地震ハザード曲線の設定方法は以下に示す方法である。

\* 農研機構農村工学研究所 施設資源部

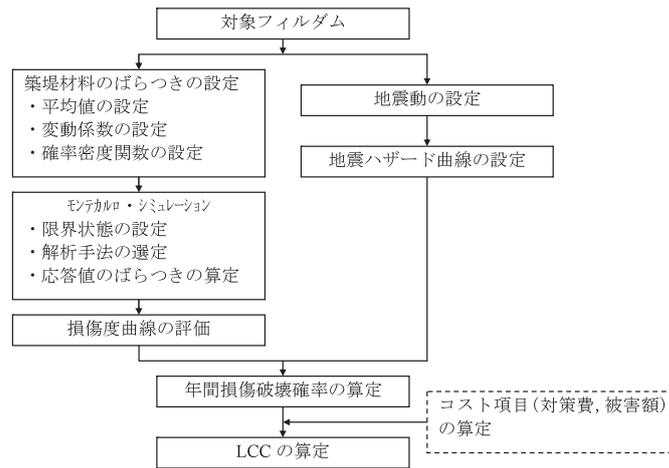


Fig.1 LCC 算定の流れ

2.2 地震動の設定

対象フィルダムの動的解析に用いる地震動の設定にあたっては、以下の候補のうち、最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震を選定する。

- ①照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動（位相は観測波）
- ②想定地震に基づく地震動

想定地震とは、対象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に基づくものである。候補とした地震動の加速度応答スペクトルの比較などから、検討に用いる地震動を設定する。

【解説】

動的解析に用いる地震動は、特に LCC 算出用で特殊な地震動を用いる必要はなく、フィルダムを対象とした一般的な検討地震動を用いることでよい。参考に、京都府に存在するフィルダムを対象とした地震動の設定事例を以下に示す。

この事例では、以下に示すように、下限加速度応答スペクトル以外に、想定地震として地点近傍の断層を考慮したものと、プレート境界型の地震動を考慮して選定している。

- ①下限加速度応答スペクトルに基づく地震動（位相特性は川西ダム）（谷茂他，2007）
- ②京都西山断層帯の地震動
- ③東海+東南海+南海地震の地震動

上記①の下限値応答加速度スペクトルは、Table 1 のように定められている（国土交通省河川局，2005）ので、この下限応答加速度スペクトルをもとに地震動を作成する方法がある。また、地点近傍の断層を考慮した地震動やプレート境界型の地震動については、地点で独自に評価することも考えられるが、一般公開されているデータに基づいて設定することも可能である。事例で示す上記

Table 1 下限応答スペクトル（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)
$0.02 \leq T < 0.1$	$S_A = 400/0.08 \times (T - 0.02) + 300$
$0.1 \leq T \leq 0.7$	$S_A = 700$
$0.7 < T \leq 4$	$S_A = 700 \times (T/0.7)^{-1.642}$

の②と③は、中央防災会議（東南海、南海地震等に関する専門調査会，2009）で評価、公開されているデータに基づいている。公開データでは、NS、EW 成分の地震動が公開されている場合があるが、検討ではそれらの中の最大加速度の最も大きいものを適用するのがよい。

今回の事例で対象とした各地震動の加速度時刻歴の比較を Fig.2 に、加速度応答スペクトルの比較を Fig.3 に示す。事例では、殆どの周期帯で加速度応答スペクトルが上回っている京都西山断層帯地震動を設定している。

2.3 地震ハザード曲線の設定

年間破壊確率の算定で必要となる地震ハザード曲線は、対象地点の地震危険度解析に基づいて設定することを原則とする。地震危険度解析を行わない場合は、対象地点周辺の公開データ資料を用いてもよい。

【解説】

地震ハザード曲線とは、最大加速度と年発生確率の関係を示したものである。本来は、対象地点周辺での地震活動度等に基づいて、地震危険度解析を行って設定するものである。しかし、地震危険度解析を実施しなくても、公開データに基づいて、地震ハザードを設定することも出来る。

例えば、京都府を対象としたフィルダムの検討事例では、防災科学研究所<sup>1)</sup>で公開されている京都市の地震ハザード曲線が適用している。Fig.4, Fig.5 は、防災科学

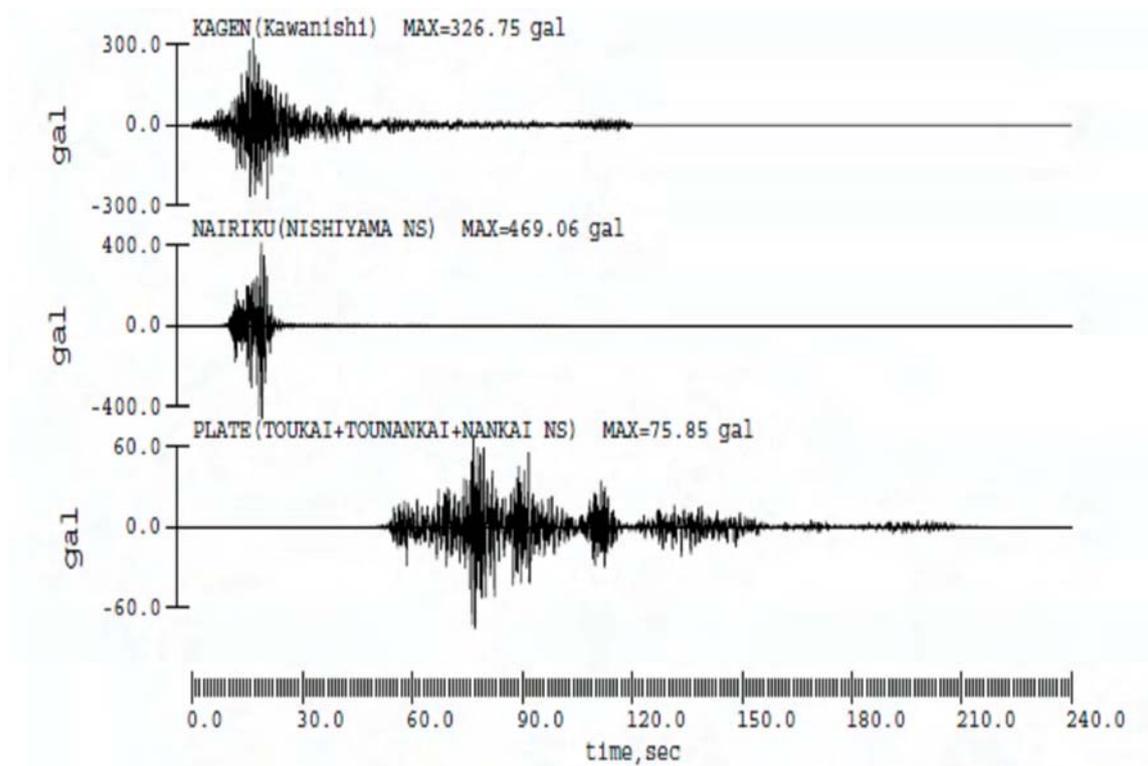


Fig.2 候補とした地震動の時刻歴の比較

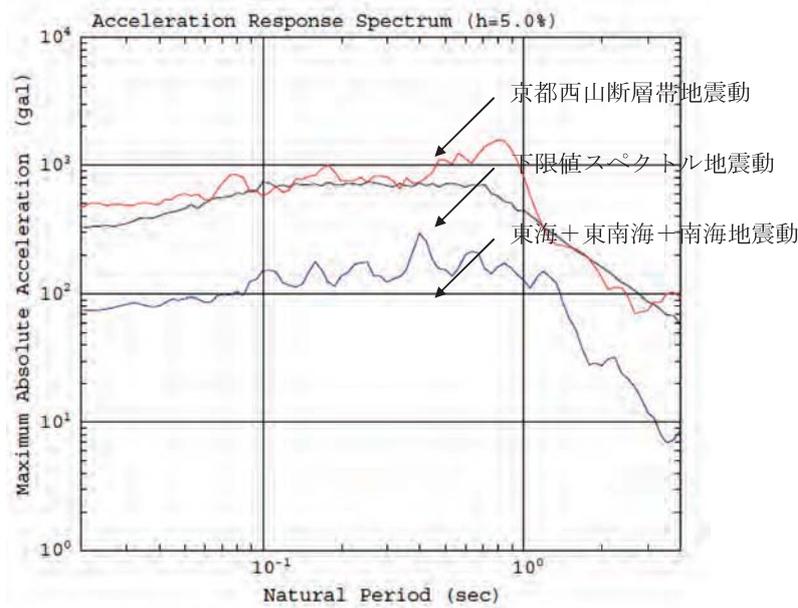


Fig.3 候補とした地震動の加速度応答スペクトルの比較

研究所で公開している京都市のハザード曲線である。ただし、これらの図で示すように、地震ハザード曲線は、最大速度を指標として評価されており、30年および50年の超過確率として示されている。そこで、実際の地震ハザードの評価に当たっては、以下に示すように、最大加速度を指標とした1年間当たりの超過確率に変換して用いている。

(1) 30年および50年の超過確率の1年間当たりの超過確率への変換方法

地震発生 の時間モデルとしてポアソン型モデルを考えると、着目地点において最大速度Vがある値vを超える時系列もポアソン型モデルとなる。その結果、着目地点でT年間に着目地点で最大速度がvを超える確率は、ポアソン型モデルでは、その発生率  $\nu(v)$  を用いて、次式で表される。

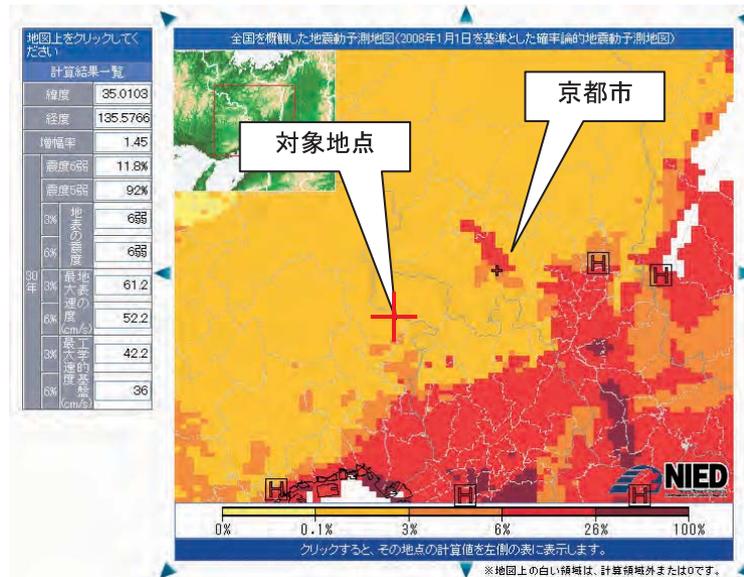


Fig.4 地震ハザード曲線表示地点 (独防災科学技術研究所, 2009)

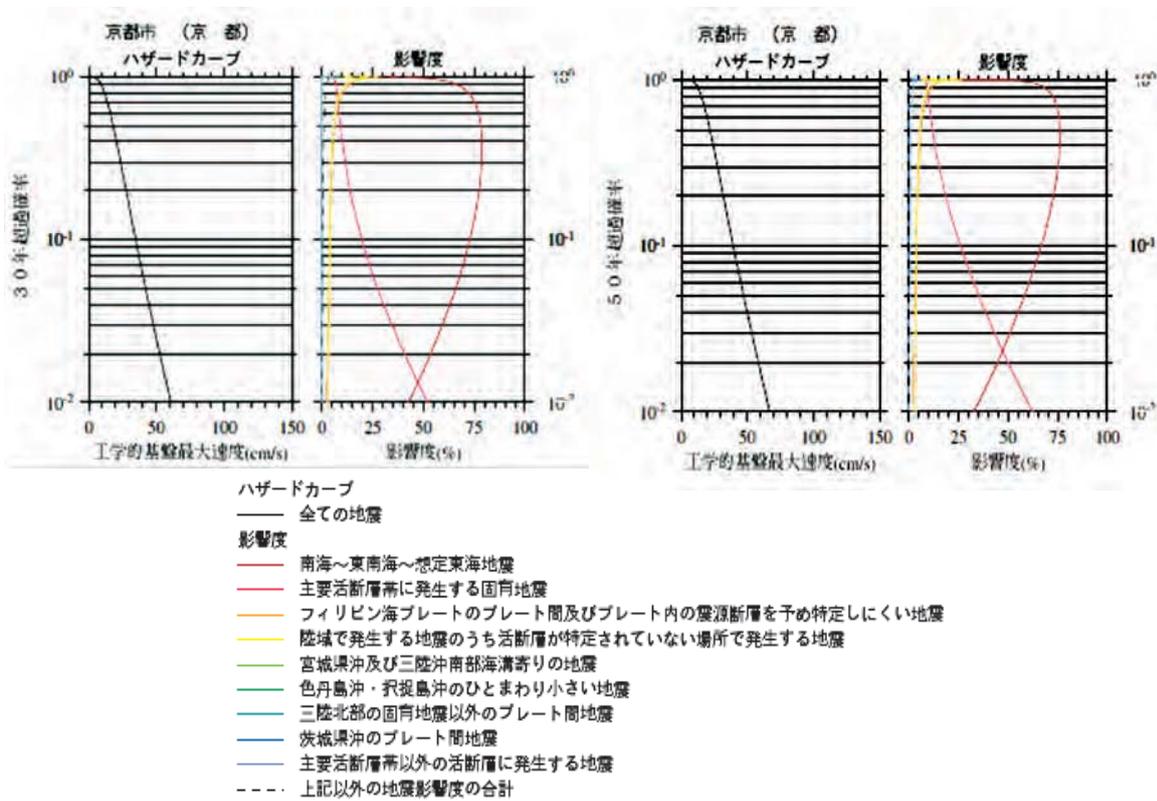


Fig.5 京都市のハザードカーブ (NIEDによる, <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>)

$$p(v) = 1 - \exp[-v(v)T] \quad (1)$$

この関係を利用して、50年あるいは30年超過確率で評価されたハザードカーブから、年間超過確率を算出することを考える。具体的には、ある最大速度に対する  $T = 50$  年の超過確率  $p(v)$  を50年超過確率のハザードカーブから読み取り、上式から  $v(v)$  を逆算する。次に、その逆の手順で、 $T = 1$ 年としたときの  $p(v)$  を、逆算した  $v$  を用いて算出することで年間超過確率とする。上

述の方法で算出した1年超過確率を Fig.6 に示す。Fig.6 では参考のため、50年超過確率から30年超過確率を算出したもの、30年超過確率から50年ものものを併記しているが、両者とも変換したハザード曲線と元のハザード曲線との差は小さい。

なお、最大速度の最大加速度への変換は、検討で用いる地震動が特定されていれば、加速度時刻歴を時間に関して積分して速度時刻歴を評価し、両者の最大値の関係を見ることで可能である。

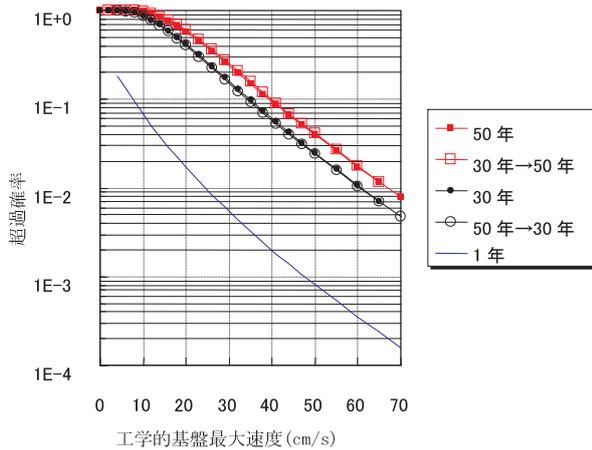


Fig.6 京都市の年間超過確率の算定

### 第3章 築堤材料等の地盤定数の設定

#### 3.1 一般

モンテカルロ・シミュレーションで必要となる築堤材料や補強材料の平均値、変動係数、確率密度関数を設定する。平均値の設定は3.2、変動係数（もしくは標準偏差）の設定は3.3に従う。また、確率密度関数の設定は、3.4に従うものとする。ここで設定した平均値、変動係数（標準偏差）、確率密度関数に基づいて、モンテカルロ・シミュレーションの試行回数に応じた個数の地盤定数を、乱数を用いて作成する。

#### 【解説】

フィルダムのLCC評価に当たっては、地盤物性値の不確実性を考慮するために、地盤物性値のばらつきを考慮するものとしている。対象とする地盤物性値は、強度や変形特性、密度等がある。地盤物性値のばらつきの評価に当たっては、平均値と標準偏差（変動係数）のパラメータからなる確率密度関数を考慮する。評価できる詳細な試験データが揃っている場合には、空間的ばらつきを考慮することも考えられる。

地盤物性値のばらつきを考慮したフィルダムの動的な確率計算方法については、本手引きでは、フィルダムの非線形解析を前提としていることから、モンテカルロ・シミュレーションによる方法を原則としているが、他の確率計算方法（確率有限要素法\*、レスポンス・サーフィス法\*\*等）を否定するものではない。

\* 確率有限要素法；摂動法と呼ばれることもあり、例えば、ばらつきを有する材料定数が含まれている剛性マトリックスを、平均値まわりにテーラー展開を行い、テーラー展開の1次の項に相当する平均値の計算と、二次の項に対する微小な揺らぎ（標準偏

差に相当）の計算を一度に計算し、モンテカルロ・シミュレーションを行うことなく、平均値と、平均値+標準偏差が得られる方法である。この結果から、限界値を下回る確率を算出し、これを各最大加速度について適用する。

\*\* レスポンス・サーフィス法：まず、平均値を用いた有限要素法などで、最大加速度と天端沈下量の関係を求め、次に、平均-標準偏差、あるいは、平均+標準偏差の計算を行って、天端沈下量の平均値-標準偏差、あるいは平均値+標準偏差に相当する値を求め、それを天端沈下量のばらつきとする。最大加速度によらずばらつきを一定とする（標準偏差一定）、あるいは、最大加速度が大きくなると天端沈下量のばらつきは大きくなる（変動係数一定）などの仮定を設け、それぞれの最大加速度について限界値を下回る確率を算出する。

#### 3.2 平均値の設定

堤体、フィルタ、コア等の築堤材料や補強材料、あるいは基礎岩盤の平均値を設定する。試験結果等のデータが得られていない場合は、既往の文献資料等に基づいて設定する。

#### 【検討事例】

地盤物性値のばらつきの評価に用いる地盤物性値の平均値は、得られている試験データの平均値を算出することで得られる。しかし、試験結果等のデータが得られていない場合は、既往の文献資料等に基づいて平均値を設定する。参考として、ため池堤体土の土質分類によるせん断強度定数を Fig.7 に示しておく。

#### 3.3 変動係数の設定

堤体、フィルタ、コア等の築堤材料や補強材料の変動係数（もしくは標準偏差）を設定する。変動係数（標準偏差）は、対象ダムでデータが得られていない場合は、既往の文献資料等に基づいて設定する。

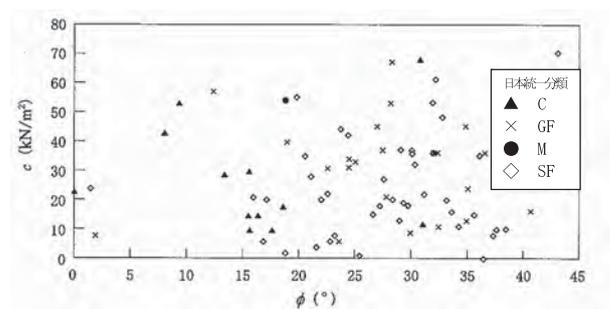
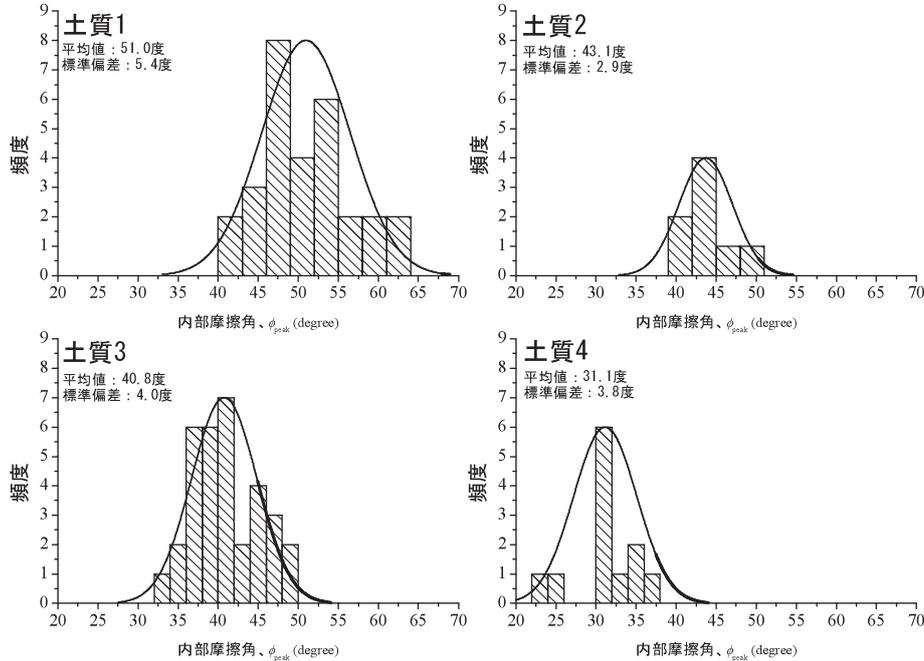


Fig.7 ため池現況堤体土の土質分類別せん断強度定数 (全応力) (ため池整備, 2006)

【解説】

対象としたフィルダムにおいて、材料の試験結果が得られていない場合や残されていない場合は、既存の地盤物性値のばらつきの評価結果に基づいて、変動係数を設定することが考えられる。

参考として、既存の地盤物性値のばらつきの評価結果を **Table 2**, **Table 3**, **Fig.8**, **Fig.9**, **Fig.10** に示す。堤体の内部摩擦角等の変動係数は、鉄道（の盛土）で評価されているピーク強度の値（7～12%）（地盤工学会，2007）を参考に10%程度とすることが考えられる。また、粘



※全実験データのうち、締固め度D=90%、拘束圧49kPa、飽和度Sr=100%で実施されたデータのみを抽出

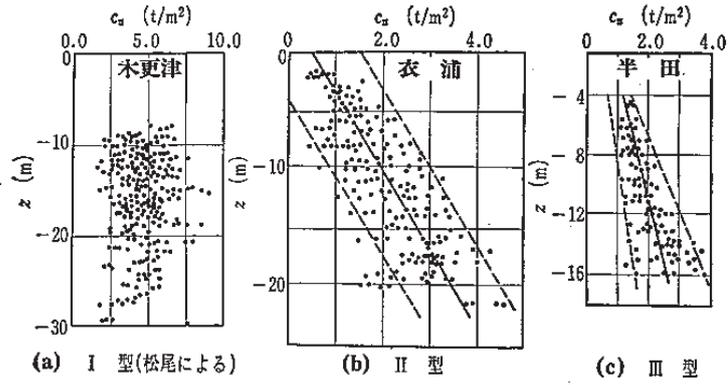
Fig.8 各土質分類の  $\phi_{peak}$  の頻度分布（堀内孝英他，1977）

Table 2 各強度定数の平均値，標準偏差，変動係数（堀内孝英他，1977）

	土の構成成分			湿潤単位体積重量, $\gamma_t$			ピーク強度, $\phi_{peak}$			残留強度, $\phi_{res}$		
	礫分含有率	砂分含有率	細流分含有率	平均値 (g/cm <sup>3</sup> )	標準偏差 (g/cm <sup>3</sup> )	変動係数	平均値 (degree)	標準偏差 (degree)	変動係数	平均値 (degree)	標準偏差 (degree)	変動係数
土質 I	66.0%	28.5%	5.5%	2.086	0.141	6.8%	51.0	5.43	10.7%	43.8	4.06	9.3%
土質 II	33.8%	56.8%	9.3%	1.890	0.063	3.3%	43.1	2.87	6.7%	36.7	2.58	7.0%
土質 III	28.7%	48.0%	23.4%	1.901	0.079	4.2%	40.8	4.02	9.9%	36.7	4.25	11.6%
土質 IV	2.3%	16.7%	81.0%	1.415	0.192	13.5%	31.1	3.78	12.2%	32.2	6.43	20.0%

Table 3 土質定数の統計的性質（堀内孝英他，1977）

パラメータ	分布型	平均	変動係数	備考	出典
$\tan \phi_d$	正規分布	0.692	0.138	Silty Sand	(2)
$\tan \phi_d$	正規分布	0.597	0.148	Clayey silt	(2)
$\phi^f$ (°)	—	37.6	0.09	Sand	(3)
$\phi^f$ (°)	—	15.3	0.21	Clayey, silt	(3)
$\phi^f$ (°)	—	33.3	0.09	Clayey, silt	(3)
$\tan \phi$	—	0.744	0.09	Sand	(3)
$c$ (kPa)	正規分布	13.7	0.193	Silty Sand	(4)
$\tan \phi$	正規分布	0.615	0.0575	Silty Sand	(4)
$c$ (kPa)	正規分布	37.2	0.334	Sandy loam	(4)
$\tan \phi$	正規分布	0.714	0.127	Sandy loam	(4)



Cu の分布

地域	サンプル数 (n)	平均値 $\mu$ (t/m <sup>2</sup> )	標準偏差 $\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	変動係数 $v$
堀川橋	119	5.50	1.250	0.227
木更津	231	1.25	0.380	0.304
寝屋川	86	4.10	1.000	0.244
安 浦	238	3.00	0.870	0.289
京 浜	271	3.50	1.230	0.350
千 葉	192	1.45	0.310	0.214

海外の Cu の分布特性

地域	変動係数	分布モデル	試験法
London clay <sup>1)</sup>	0.184	Ⅲ型	現場ベーン
Hong kong A <sup>1)</sup>	0.316	Ⅰ型	現場ベーン
Hong kong B <sup>1)</sup>	0.259	Ⅰ型	現場ベーン
Greece <sup>7)</sup>	0.410	Ⅰ型	一軸圧縮
Detroit clay <sup>8)</sup>	0.30 ~ 0.41	—	一軸圧縮
Barbicon <sup>6)</sup>	0.15 ~ 0.33	Ⅱ型	三軸 UU
Walton <sup>6)</sup>	0.18 ~ 0.42	Ⅲ型	三軸 UU

Ⅱ型 Cu の分布

地域	n	a	b	$\sigma$	$\overline{Cu}$	V	道路, 港湾
厚木 *	60	1.250	0.245	0.567	2.06	0.28	道路
船子 *	52	1.240	0.153	0.486	1.59	0.30	
愛甲 *	56	1.560	0.075	0.435	1.80	0.24	
高崎 *	60	1.100	0.194	0.584	1.61	0.35	
袋井 *	29	0.910	0.140	0.345	1.46	0.24	
豊田 *	40	2.780	0.579	0.216	3.93	0.28	
東京港	159	0.527	0.126	0.482	1.95	0.25	港湾
名古屋港	101	0.336	0.130	0.583	2.55	0.23	
衣浦	78	1.350	0.140	0.350	2.60	0.14	
錦海湾	154	0.300	0.156	0.330	2.20	0.16	

(\* 栗原による)

Fig.9 飽和粘性土の非排水せん断強度 Cu の統計的性質 (堀内孝英他, 1977)

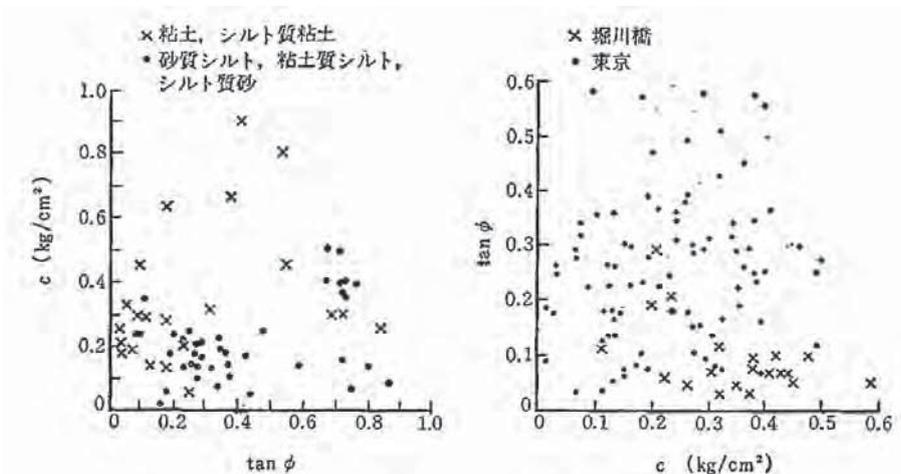


Fig.10 C と tan  $\phi$  との関係

着力の変動係数は、堀内ら<sup>2)</sup>がとりまとめたデータを参考にして30%とすることが考えられる。なお、Fig.9によれば、内部摩擦角と粘着力の統計的な関係は、互いに独立と仮定してよいものと考えられる。

### 3.4 確率密度関数の設定

堤体、フィルタ、コア等の築堤材料や補強材料の確率密度関数を設定する。確率密度関数は、正規分布あるいは対数正規分布を仮定するのがよい。

#### 【解説】

確率密度関数は、地盤物性値等のばらつきを数学的に表現するために用いるものである。後述するモンテカルロ・シミュレーションでは、設定した確率密度関数に従うように、乱数を用いて内部摩擦角と粘着力等の地盤物性値を複数発生させている。

試行回数を50回、つまり50個のサンプルで発生させた地盤物性値のばらつきの例をFig.11に示す。このFig.11では、確率密度関数として、対数正規分布を考慮している。確率密度関数として正規分布を仮定すると、平均値が小さい、あるいは変動係数が大きい場合、発生させる乱数によっては、実際にはあり得ない負値となる場合が生じる。そこで、この例では、確率密度関数として対数正規分布を仮定している。なお、変動係数が30%程度までは、正規分布とした場合と確率密度関数に大差はないと言われている。

## 第4章 モンテカルロ・シミュレーション

### 4.1 一般

動的解析のモンテカルロ・シミュレーションを行い、対象フィルダムの応答値のばらつきを評価する。このモンテカルロ・シミュレーションの解析結果に基づいて、フィルダムの機能が維持できなくなる、限界状態に至る確率を算定する。限界状態の設定は4.2に従う。また、動的解析は4.3、応答値のばらつきと超過確率の算定は4.4に従う。

#### 【解説】

地盤物性値のばらつきによるフィルダムの応答値のばらつきを求めるために、モンテカルロ・シミュレーションを行う。モンテカルロ・シミュレーションでは、動的解析を用いて、フィルダムの地震応答を求めることを原則とする。

### 4.2 限界状態の設定

フィルダムとしての機能、安全性を考慮して、貯水機能を保持できる沈下量を限界状態とする。地震後の天端標高が貯水位より下回る、すなわち沈下量が堤体の余裕高を超える状態を限界状態とする。

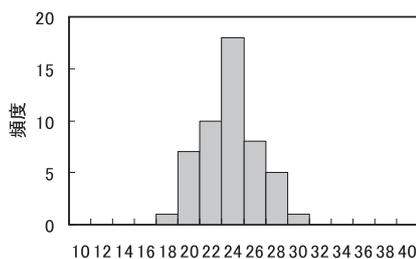
#### 【解説】

フィルダムの要求性能として、事業者(利用者)によって要求される構造的、社会的要求性能である。一般的には使用性、修復性、安全性それぞれについての要求性能となるが、構造物の重要度、考慮すべき外力項によって異なる。安全性の要求事例として、概念的には地震時に損傷が生じたとしても機能を失わないことというような表現になり、明示的、具体的には天端での最大沈下量が1.0m以内などの表現となる。

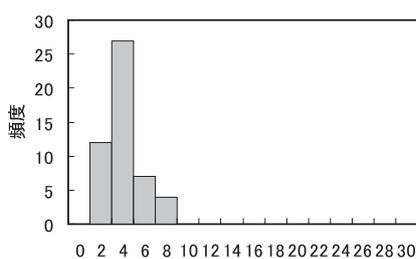
フィルダムではダムの機能面、安全性から考えると、レベル2地震動に対しても貯水機能を保持出来る範囲の沈下量に納めなければならないことになる。地震後の天端標高が貯水位よりも下回らないこと、すなわち盛土の余裕高以内に沈下量が収まるように設計することが、最低限必要になってくる。フィルダムでは“余裕高さ(付加高さ)”が設計基準で少なくとも1.0m以上は確保されていることから、堤高にかかわらず概ね1mぐらいを性能目標とするが、解析に用いる土質定数のばらつき、解析の誤差等を考慮して、工学的判断により100%~50%というような数値も想定される(S.TANI etc., 2009)。

### 4.3 解析モデル

地震による天端沈下量を適切に算定することが出来る動的解析手法と解析モデルを用いて、動的解析によるモンテカルロ・シミュレーションを行う。



(a) 内部摩擦角 (°)



(b) 堤体の粘着力 (kN/m²)

Fig.11 モンテカルロ・シミュレーションに用いた内部摩擦角と粘着力のヒストグラム

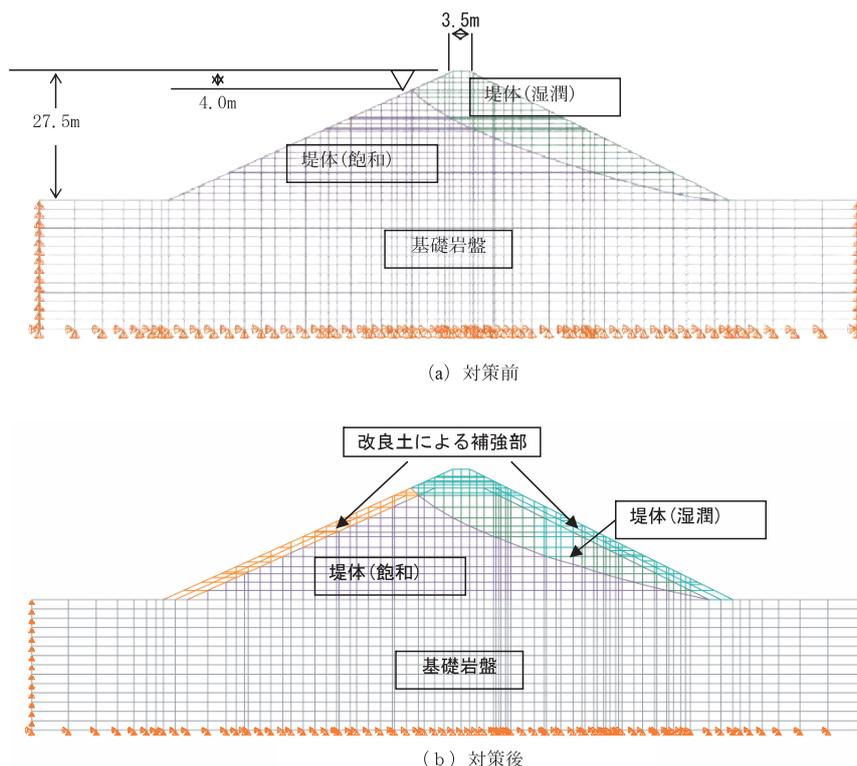


Fig.12 動的FEM解析のモデル

【解説】

LCCの評価に当たっては、フィルダムの天端の沈下量を限界値の指標としているため、沈下量を評価できる解析コードや解析モデルを適切に選定する必要がある。

既往のLCCの評価事例では、土の構成則にMohr-Coulombモデルを用いた二次元FEM動的解析を行っている。解析モデルの例をFig.12に示す。このときの堤体の浸潤線は、A.Casagrandeの解法等から評価している。

4.4 応答値のばらつきと損傷確率の算定

数レベルの最大加速度に対して、築堤材料や補強材料の地盤定数のばらつきを考慮した動的FEM解析のモンテカルロ・シミュレーションを実施し、天端沈下量のばらつきを算定する。また、その結果に基づいて、各最大加速度における損傷確率として、天端沈下量の限界値を超過する確率を算定する。

【解説】

入力地震動の最大加速度をパラメータとし、入力地震動レベルごとに実施した動的解析によるモンテカルロ・シミュレーション結果により各地震動レベルのフィルダムの損傷確率を求め、それらの結果を連続的に評価することで最大加速度と損傷確率の関係を求めることができる。

既往のLCC評価事例では、入力加速度レベルとして

150gal, 300gal, 600galを考慮して、それぞれの加速度レベルにおいて動的解析を用いたモンテカルロ・シミュレーション解析を行っている。モンテカルロ・シミュレーション結果に基づいて、Fig.13に示すように、各加速度レベルでの天端沈下量のヒストグラムを求めている。このFig.13中に示す赤線は、天端沈下量の平均値と標準偏差から求めた対数正規分布の確率密度関数である。各加速度レベルにおける損傷確率は、Fig.13の赤線で示している確率密度関数に基づいて、天端沈下量50cmを超える確率として評価される。動的解析のモンテカルロ・シミュレーションを行う加速度レベルの設定に当たっては、損傷確率が0から1の範囲で偏りがないように、最低でも3レベルの加速度レベルを考慮する必要がある。

第5章 年間破壊確率の算定

5.1 一般

モンテカルロ・シミュレーションから得られる最大加速度と超過確率を連続関数で現した損傷度曲線を評価する。また、地震ハザード曲線とのたたみ込み(コンボリューション)から、1年間当たりの限界値の超過確率(以下、「年間破壊確率」)を算出する。損傷度曲線の評価方法は5.2に従う。また、年間破壊確率の算出は5.3に従う。

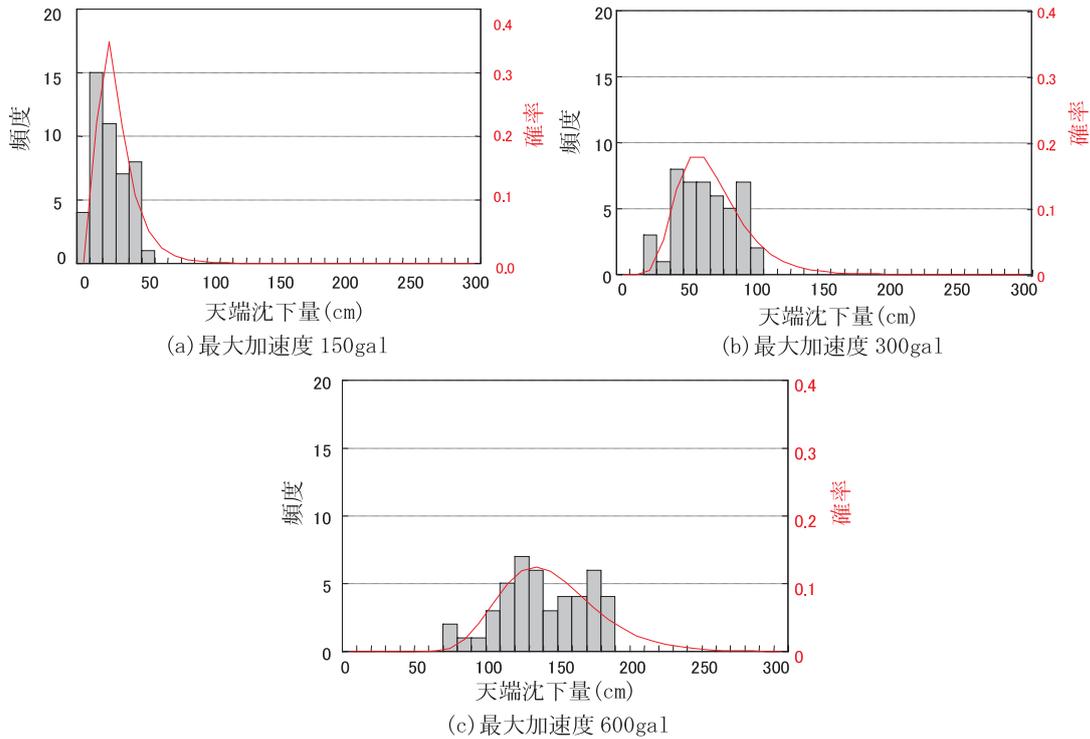


Fig.13 天端沈下量のヒストグラム

【解説】

損傷度曲線とは、限界状態が発生する確率を地震の大きさに応じて評価したものである。一方、地震ハザードは、地震の再現期間、つまり1年間当たりの加速度の発生確率を評価したものであることから、両者を考慮することで、1年間当たりの地震による損傷確率（年間破壊確率）が求まる。

5.2 損傷度曲線の評価

損傷度曲線は、モンテカルロ・シミュレーションから得られる最大加速度と超過確率の関係を対数正規分布の累積分布関数で回帰することで評価する。

【解説】

入力地震動の最大加速度をパラメータとした各加速度レベルの損傷確率は4.4に示す方法で求めることが出来る。損傷度曲線は、4.4で求めた各加速度レベルの損傷確率を連続関数として求めることになる。連続関数への変換に当たっては、各加速度レベルの損傷確率が対数正規分布の累積分布関数であるとして求めることが出来る。この回帰については、確率紙を用いることで求めることが出来る。

既往のLCC評価の事例として、損傷度曲線を求めた事例を Fig.14 に示す。対策前のフィルダムに対しては最大加速度 150, 300, 600gal, 対策後に対しては最大加速度 300, 600, 900gal でモンテカルロ・シミュレーションを実施している。これらの計算点は、Fig.14 中にプ

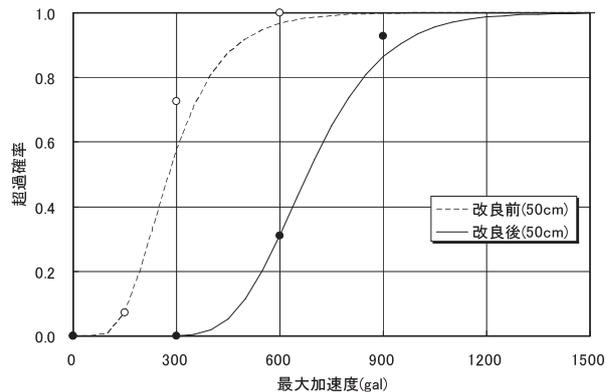


Fig.14 対策前後の損傷度曲線

ロットしてある。損傷度曲線は、対数正規分布の累積分布関数であるとして回帰した曲線が実線で示してある。

5.3 年間破壊確率の算出

年間破壊確率は、損傷度曲線と地震ハザード曲線を用いて次式で算出することができる。

$$p = \int_0^{\infty} F(a) \frac{dH(a)}{da} da \tag{2}$$

ここに、  
 p：年間破壊確率  
 F(a)：損傷度曲線  
 H(a)：地震ハザード曲線  
 a：最大加速度

Table 4 年間破壊確率の算定過程

$\alpha$	$d\alpha$	$H(\alpha)$	$dH(\alpha)$	$dH(\alpha)/d\alpha$	$F(\alpha)$ (対策前)	$F(\alpha)$ (対策後)	$F(\alpha) dH(\alpha)/d\alpha \times d\alpha$ 対策前	$F(\alpha) dH(\alpha)/d\alpha \times d\alpha$ 対策後
0.0	0.0	1.000	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4.6	4.6	0.381	0.619	1.36E-01	7.58E-23	1.31E-85	4.69E-23	8.11E-86
18.2	13.7	0.244	0.137	1.00E-02	4.75E-11	8.97E-46	6.52E-12	1.23E-46
36.4	18.2	0.181	0.063	3.47E-03	6.93E-07	1.28E-30	4.37E-08	8.07E-32
54.6	18.2	0.128	0.053	2.90E-03	5.60E-05	3.19E-23	2.96E-06	1.68E-24
72.8	18.2	0.092	0.036	1.98E-03	7.38E-04	1.25E-18	2.66E-05	4.49E-20
91.0	18.2	0.067	0.025	1.35E-03	4.04E-03	1.92E-15	9.94E-05	4.72E-17
109.2	18.2	0.050	0.017	9.50E-04	1.34E-02	4.43E-13	2.31E-04	7.66E-15
127.4	18.2	0.038	0.012	6.79E-04	3.22E-02	2.98E-11	3.98E-04	3.69E-13
145.6	18.2	0.029	0.009	4.93E-04	6.28E-02	8.59E-10	5.64E-04	7.71E-12
163.8	18.2	0.022	0.007	3.63E-04	1.05E-01	1.33E-08	6.95E-04	8.81E-11
182.0	18.2	0.017	0.005	2.70E-04	1.58E-01	1.30E-07	7.79E-04	6.41E-10
209.3	27.3	0.012	0.005	1.91E-04	2.52E-01	2.08E-06	1.31E-03	1.08E-08
236.6	27.3	0.008	0.003	1.28E-04	3.53E-01	1.86E-05	1.23E-03	6.49E-08
263.9	27.3	0.006	0.002	8.72E-05	4.53E-01	1.09E-04	1.08E-03	2.60E-07
291.2	27.3	0.004	0.002	6.05E-05	5.46E-01	4.63E-04	9.01E-04	7.64E-07
318.5	27.3	0.003	0.001	4.24E-05	6.29E-01	1.53E-03	7.28E-04	1.77E-06
345.8	27.3	0.002	0.001	3.03E-05	7.00E-01	4.14E-03	5.79E-04	3.43E-06
373.1	27.3	0.001	0.001	2.19E-05	7.60E-01	9.56E-03	4.55E-04	5.72E-06
400.4	27.3	0.001	0.000	1.61E-05	8.09E-01	1.94E-02	3.54E-04	8.49E-06
427.7	27.3	0.001	0.000	1.19E-05	8.48E-01	3.52E-02	2.75E-04	1.14E-05
455.0	27.3	0.001	0.000	8.74E-06	8.80E-01	5.85E-02	2.10E-04	1.40E-05
500.5	45.5	0.001	0.000	6.07E-06	9.20E-01	1.16E-01	2.54E-04	3.21E-05
546.0	45.5	0.000	0.000	3.92E-06	9.46E-01	1.96E-01	1.69E-04	3.50E-05
591.5	45.5	0.000	0.000	2.58E-06	9.64E-01	2.94E-01	1.13E-04	3.45E-05
637.0	45.5	0.000	0.000	1.70E-06	9.76E-01	4.01E-01	7.55E-05	3.10E-05
682.6	45.5	0.000	0.000	1.18E-06	9.84E-01	5.07E-01	5.26E-05	2.71E-05
728.1	45.5	0.000	0.000	7.71E-07	9.89E-01	6.07E-01	3.47E-05	2.13E-05
773.6	45.5	0.000	0.000	5.13E-07	9.93E-01	6.94E-01	2.32E-05	1.62E-05
819.1	45.5	0.000	0.000	3.42E-07	9.95E-01	7.68E-01	1.55E-05	1.19E-05
910.1	91.0	0.000	1.73E-05	1.90E-07	9.98E-01	8.73E-01	1.72E-05	1.51E-05
年間破壊確率							$\Sigma$ 1.07E-02	2.70E-04

【解説】

(2) 式の各項目である  $F(\alpha)$  は損傷度曲線そのものであり、地震ハザード曲線  $H(\alpha)$  の微分形の  $dH(\alpha)/d\alpha$  は、対象とする地点で発生する可能性のある最大加速度の確率密度関数に相当するものである。損傷度曲線、地震ハザード曲線のそれぞれが連続関数によって現されている場合は、数値積分によって解を得ることができるが、一般的には煩雑となる。

実用的な計算としては、市販の表計算のソフトを活用して、離散的な計算から求めることができる。既往のLCC評価における計算過程を Table 4 に示す。対策前については同 Table の 5 列目と 6 列目、対策後については 5 列目と 6 列目の積和が年間破壊確率に相当する。それぞれの関数を Fig.15 に示す。離散的な計算により求め

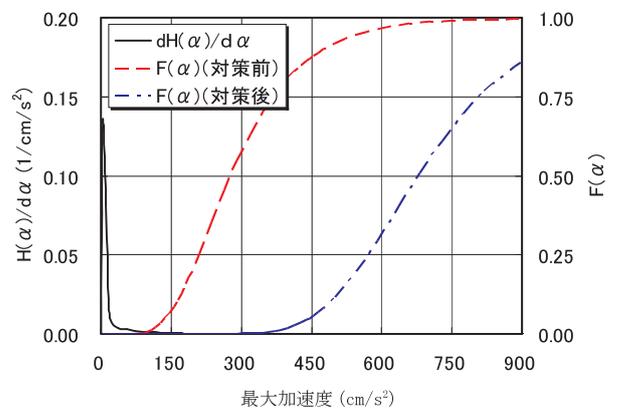


Fig.15 年間破壊確率の算定過程 (天端沈下量の限界値 50cm) の例

**Table 5** 年間破壊確率 (天端沈下量限界値 50cm)

	年間破壊確率
対策前	$1.07 \times 10^{-2}$
対策後	$2.70 \times 10^{-4}$

**Table 6** 年間破壊確率 (天端沈下量限界値 75cm)

	年間破壊確率
対策前	$4.92 \times 10^{-3}$
対策後	$5.77 \times 10^{-5}$

たフィルダムの対策前後の年間破壊確率の算定結果を、それぞれ **Table 5** と **Table 6** に示す。

## 第6章 LCCの算定

### 6.1 一般

年間破壊確率と、対策費、被害額を用いてLCCを算定する。算定方法は6.2に従う。なお、被害額については、別途実施する洪水解析等に基づいて適切に設定する。

#### 【解説】

算定したLCCに基づいて、対象としているフィルダムの耐震対策の必要性や、耐震対策の試用について、検討することが可能となる。なお、算定したLCCは、評価した時点以降の相対的なリスクの変化を考慮している。したがって、既に建設されたフィルダムについては、これまでのリスクを無視すれば、評価時点からのLCC評価を行うことになるものであり、これまでのリスクを考慮して評価する場合には、建設時に遡ってLCCを評価することが必要であると考えられる。

### 6.2 算定方法

LCCは、次式のトータルコストで算定する。

$$TC(n) = C_0 + \sum_{i=1}^n p_i C_f \quad (3)$$

ここに、TC (n) : トータルコスト  
 C<sub>0</sub> : 対策費  
 C<sub>f</sub> : 被害額  
 n : 経過年数

#### 【解説】

年間破壊確率  $p$  から、下式を用いて、フィルダムの経過年数  $n$  とトータルコスト  $TC(n)$  の関係の評価し、対策コストや被害コスト等を考慮した供用期間中のLCC

の算出を行う。

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= p \\ p_2 &= p(1-p) \\ p_3 &= p(1-p)^2 \\ &\vdots \\ p_i &= p(1-p)^{i-1} \\ &\vdots \\ p_n &= p(1-p)^{n-1} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$TC(n) = C_0 + \sum_{i=1}^n p_i C_f \quad (5)$$

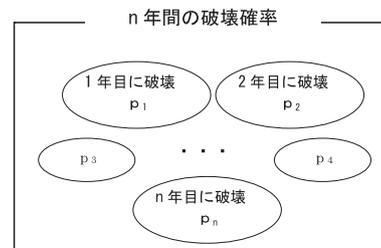
ここに、 $p_i$  は  $i$  年目での破壊確率を示す。

上式の考え方は、経過年数  $n$  年の間に「いずれかの最大加速度に対して1回破壊する (1回破壊すれば、対策や再構築されるため、元のものとは異なる)」という事象は、「1年目に破壊する」事象、「2年目に破壊する」事象、・・・「 $n$ 年目に破壊する」事象の和事象で表せる。これを示したのが **Fig.16** である。このうち、「 $n$ 年目に破壊する」という事象は、「 $(n-1)$ 年目までに破壊しない」という条件の下での「 $n$ 年目に発生する」事象である。 $(n-1)$ 年目までに破壊しない確率 (1年目に破壊せず、2年目に破壊せず、・・・ $(n-1)$ 年目も破壊しないという条件付き確率) は次式で算定され、 $n$ 年目に発生する確率  $p$  との積で  $n$ 年目に破壊する確率  $p_n$  が得られる。

$$(1-p)^{n-1} \quad (6)$$

そこで、1年目に破壊する確率  $p_1$ 、2年目に破壊する確率  $p_2$ 、・・・と計算し、それらが独立であるとして足し合わせることで、次式で示される  $n$ 年目までの破壊確率が得られる。この破壊確率に被害コスト  $C_f$  を乗じることで、 $n$ 年目までの期待被害コストが得られ、さらに対策コスト  $C_0$  を加えるとこと、 $n$ 年目までの期待トータルコストとなる。

$$\sum_{i=1}^n p_i \quad (7)$$



$$p_i = p(1-p)^{i-1} \quad (8)$$

$$p(n) = \sum_{i=1}^n p_i \quad (9)$$

**Fig.16**  $n$ 年間の破壊確率算定概念

Table 7 LCC の計算過程（天端沈下量の限界値を 50cm に設定，50 年までを抜粋して示す）

超過年数 n	$p(1-p)^{n-1}$	$\sum p(p-1)^{n-1}$	$Co + Cf * \sum p(p-1)$		
			Cf = 10	Cf = 20	Cf = 30
0	0.000E+00	0.000E+00	10.000	20.000	40.000
1	2.700E-04	2.700E-04	10.014	20.014	40.014
2	2.699E-04	5.399E-04	10.027	20.027	40.027
3	2.699E-04	8.098E-04	10.040	20.040	40.040
4	2.698E-04	1.080E-03	10.054	20.054	40.054
5	2.697E-04	1.349E-03	10.067	20.067	40.067
6	2.696E-04	1.619E-03	10.081	20.081	40.081
7	2.696E-04	1.888E-03	10.094	20.094	40.094
8	2.695E-04	2.158E-03	10.108	20.108	40.108
9	2.694E-04	2.427E-03	10.121	20.121	40.121
10	2.693E-04	2.697E-03	10.135	20.135	40.135
11	2.693E-04	2.966E-03	10.148	20.148	40.148
12	2.692E-04	3.235E-03	10.162	20.162	40.162
13	2.691E-04	3.504E-03	10.175	20.175	40.175
14	2.691E-04	3.773E-03	10.189	20.189	40.189
15	2.690E-04	4.042E-03	10.202	20.202	40.202
16	2.689E-04	4.311E-03	10.216	20.216	40.216
17	2.688E-04	4.580E-03	10.229	20.229	40.229
18	2.688E-04	4.849E-03	10.242	20.242	40.242
19	2.687E-04	5.118E-03	10.256	20.256	40.256
20	2.686E-04	5.386E-03	10.269	20.269	40.269
21	2.685E-04	5.655E-03	10.283	20.283	40.283
22	2.685E-04	5.923E-03	10.296	20.296	40.296
23	2.684E-04	6.192E-03	10.310	20.310	40.310
24	2.683E-04	6.460E-03	10.323	20.323	40.323
25	2.683E-04	6.728E-03	10.336	20.336	40.336
26	2.682E-04	6.996E-03	10.350	20.350	40.350
27	2.681E-04	7.264E-03	10.363	20.363	40.363
28	2.680E-04	7.533E-03	10.377	20.377	40.377
29	2.680E-04	7.800E-03	10.390	20.390	40.390
30	2.679E-04	8.068E-03	10.403	20.403	40.403
31	2.678E-04	8.336E-03	10.417	20.417	40.417
32	2.677E-04	8.604E-03	10.430	20.430	40.430
33	2.677E-04	8.872E-03	10.444	20.444	40.444
34	2.676E-04	9.139E-03	10.457	20.457	40.457
35	2.675E-04	9.407E-03	10.470	20.470	40.470
36	2.675E-04	9.674E-03	10.484	20.484	40.484
37	2.674E-04	9.942E-03	10.497	20.497	40.497
38	2.673E-04	1.021E-02	10.510	20.510	40.510
39	2.672E-04	1.048E-02	10.524	20.524	40.524
40	2.672E-04	1.074E-02	10.537	20.537	40.537
41	2.671E-04	1.101E-02	10.551	20.551	40.551
42	2.670E-04	1.128E-02	10.564	20.564	40.564
43	2.670E-04	1.154E-02	10.577	20.577	40.577
44	2.669E-04	1.181E-02	10.591	20.591	40.591
45	2.668E-04	1.208E-02	10.604	20.604	4.0604
46	2.667E-04	1.234E-02	10.617	20.617	40.617
47	2.667E-04	1.261E-02	10.631	20.631	40.631
48	2.666E-04	1.288E-02	10.644	20.644	40.644
49	2.665E-04	1.314E-02	10.657	20.657	40.657
50	2.665E-04	1.341E-02	10.671	20.671	40.671

※年間破壊確率  $p = 2.70 \times 10^{-4}$

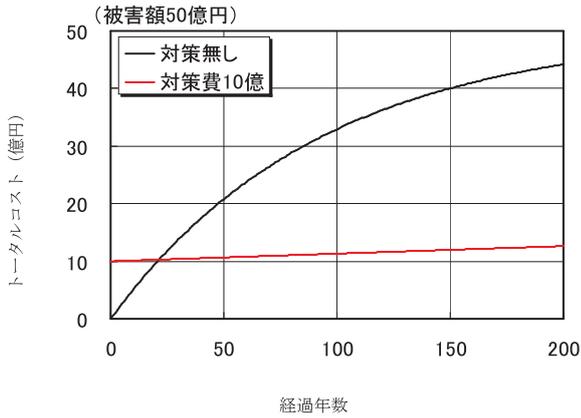


Fig.17 LCCの評価結果  
(天端沈下量の限界値50cm, 対策費10億円の場合)

上記のLCCの算定においても、実用的な計算としては、市販の表計算のソフトを活用して、離散的な計算からLCCを求めることが出来る。既往のLCC評価における計算過程をTable 7に示す。この事例では、被害額50億円を仮定してLCCを評価している。このとき、対策費はパラメータとし、10, 20, 40億円としている。また、越流が生じる天端沈下量の限界値を50cm, 対策費を10億円としたときの算定結果がFig.17である。なお、これらの横軸の経過年数は、対策を実施した時点 zeroes として、それからの経過年数を示している。

### 6.3 LCC評価における割引率

LCC評価における費用の算出においては、必要に応じて費用の社会的割引率を考慮しても良い。

#### 【解説】

社会的割引率は、事業の投資効率性を評価するときに用いられており、例えば国土交通省の費用便益分析で用いられている。

これは、得られる便益BとコストCの比較で事業の投資効果を判断するもので、防災事業では、便益は「期待被害額」の軽減分を防災事業の便益としているようである。

今回のようなLCC評価を行う場合、Fig.18に示すように面積を便益とした場合は、次式で求まるtが社会的割引率を考慮した費用分析結果となる。

$$\sum \frac{B_t}{(1+i)^{-t}} - C_0 = 0 \quad (10)$$

社会的割引率の考慮の有無は、ケースバイケースであり、民間企業のように比較的短期間の投資効果を見るときには不確定な金利を考えないで、社会的割引率を考慮しないほうが分かりやすいものと考えられる。一方、国関係の大掛かりな事業では、社会的割引率を考慮する場合もあるようである。参考事例として、同一のフィル

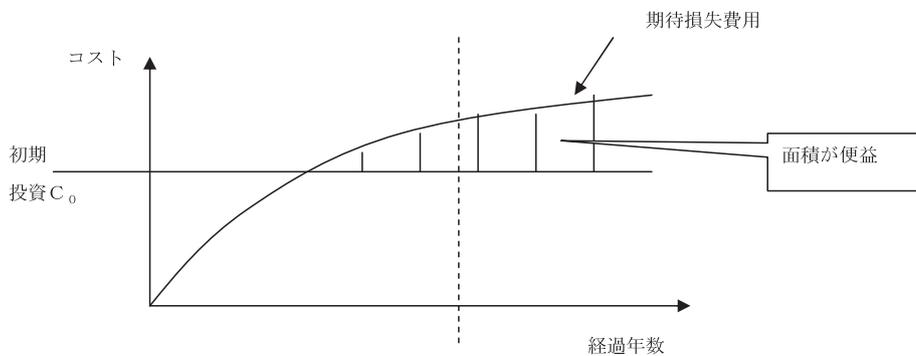


Fig.18 今回のLCC評価における便益の評価

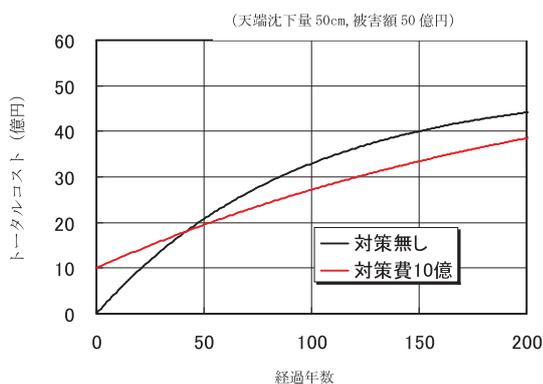


Fig.19 社会的割引率を考慮しない場合のLCC評価例

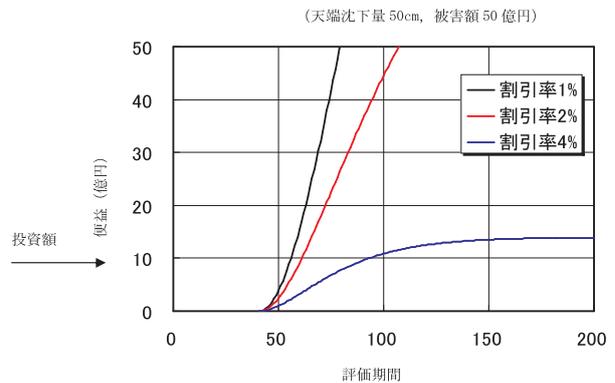


Fig.20 社会的割引率を考慮した場合のLCC評価例

ダムを対象として、社会的割引率の考慮の有無による LCC 評価の違いを Fig.19 と Fig.20 に示す。

## 第7章 あとがき

近年、大規模地震に対する老朽化フィルダムの安全性の評価において、耐震補強対策の必要性、対策の合理性の説明が求められていることなどから、耐震補強する場合でも、築堤材のばらつきを評価し、耐震補強対策の程度と地震リスクを考慮したライフサイクルコスト(以下、「LCC」とする)の概念に基づく耐震補強対策の最適化が必要となっている。

このようなことから本手引きは老朽化フィルダムの高地震時における LCC の評価方法とその手順をとりまとめたものである。なお、LCC を算出するためには、各フィルダムの現状に対応した具体的で詳細な対策費や、被害額のコストの評価が必要となるが、その評価法については、本手引きの対象外とした。

## 参考文献

- 1) 谷 茂・津國正一・塩見忠彦 (2007) : ISO23469 に準拠したフィルダムの耐震事例, 第 42 回地震工学研究発表会 pp.1085-1086
- 2) 国土交通省河川局 (2005) : 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)・同解説, pp.10
- 3) 中央防災会議東南海, 南海地震等に関する専門調査会ホームページ (2009) : [http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index\\_chukin.html](http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index_chukin.html).
- 4) (独)防災科学技術研究所, 地震ハザードステーションホームページ (2009) : <http://wwwold.j-shis.bosai.go.jp/>
- 5) 地盤工学会・土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会 (2007) : 土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム 発表論文集, pp.113-114, (社)地盤工学会
- 6) 農林水産省 (2006) ; ため池整備
- 7) 堀内孝英・川村国夫 (1977) : 信頼性設計のための土質の統計的性質, 土と基礎, Vol.25, No.11, pp.11-18
- 8) S. Tani, S. Tskuni, T. Shiomi (2009): PERFORMANCE OF FILL DAM BASED ON THE PERFORMANCE BASED DESIGN CONCEPT AND STUDY OF A SEISMIC RETROFITTING METHOD, *Soils and Foundations*, **49**(6), pp.841-851