

土 木 研 究 所 資 料

フィルダム基礎の変形予測手法とその精度

昭和63年 7 月

建 設 省 土 木 研 究 所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (1988) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

フィルダム基礎の変形予測手法とその精度

フィルダム研究室 室長 松本 徳久
研究員 山口 嘉一

要 旨

本資料の内容をまとめると以下の通りである。

- ① 最近完成した4つのフィルダムの事業者により設計段階において実施された基礎変形解析より求めた変位量とフィルダム施工時の実測変位量を整理検討した。
- ② その結果、解析変位量が実測変位量よりかなり大きいことが判明した。
- ③ ②の結果が得られた原因を整理し、各原因の影響がどの程度かを既往の研究等を含めて検討した。
- ④ ③の結果を受けて、フィルダム基礎の変形予測をより精度よく実施するための現状での対策と今後の検討項目を示した。

キーワード：フィルダム，変形解析，原位置変形試験，底設監査廊

目 次

1. は じ め に	1
2. 調 査 ・ 研 究 目 的	2
3. 調 査 対 象 ダ ム の 諸 元 と 変 形 解 析 の 目 的	3
4. 変 形 解 析 手 法 の 概 要	4
4.1 モ デ ル	4
4.2 荷 重	9
4.3 基礎の入力物性値	9
4.4 境 界 条 件	10
5. 変 形 解 析 精 度 の 検 討	11
5.1 解 析 予 測 値 と 実 測 値 の 比 較	11
5.1.1 下 湯 ダ ム の 例	11
5.1.2 七 北 田 ダ ム の 例	13
5.1.3 有 間 ダ ム の 例	16
5.1.4 辺 野 喜 ダ ム の 例	16
5.2 解 析 予 測 値 が 実 測 値 より 大 き く な る 原 因	16
5.3 各 種 原 因 の 解 析 精 度 に 与 え る 影 響	17
5.3.1 次 元 数 お よ び 荷 重 載 荷 方 法 の 影 響	17
5.3.2 原 位 置 変 形 試 験 の 精 度	19
5.3.3 弾 性 係 数 の 深 さ 方 向 分 布 の 影 響	22
5.3.4 二 次 元 モ デ ル の 大 き さ の 影 響	22
5.3.5 地 質 境 界 の 見 誤 り の 影 響	24
5.3.6 グ ラ ウ チ ン グ お よ び 堤 体 盛 土 に 伴 う 弾 性 係 数 増 加 の 影 響	24
6. ま と め	27
参 考 文 献	28
謝 辞	29

1. は じ め に

一般に、フィルダムの基礎に対して要求する強度・変形性の程度は、コンクリートダムのそれに比して緩い。しかし、基礎が軟質の岩盤あるいは地盤である場合、フィルダムの設計・施工に際して、強度・変形性について検討し、必要な対策を講ずる必要がある。

フィルダムの基礎が軟質である場合、あるいは硬質の部分と軟質な部分が混在している場合には、堤体の盛土荷重によって大変位や不等沈下が生ずる可能性がある。これらの現象は、基礎に圧縮の歪だけでなく、せん断や引張の歪を発生させる。この歪が過大であれば、遮水ゾーン下の基礎のグラウチングで改良されている部分の透水性が大きくなることが予想され、また歪が堤体の変形能力を越えれば、堤体に亀裂等を惹起しかねない。さらに、フィルダムの基礎に底設の監査廊を設ける場合にも変形性の検討は欠かせない。このようなことから、フィルダム事業者は、設計段階において基礎の変形予測を実施することが多くなっている。そこで、最近完成したフィルダムの基礎の変形実測値を整理し、これらを設計段階において事業者の実施した変形解析結果と比較することにより、変形予測の精度を検討した。さらに、この結果を受けて、より精度の高い変形予測手法についても検討した。

2. 調査・研究の目的

今回の調査・研究の目的をまとめたものを以下に示す。

- ① 設計段階において、最近完成したフィルダムの事業者により実施されたフィルダム基礎の変形解析の目的と概要を整理する。
- ② 上記のフィルダムの施工段階において実測された基礎の変形量を整理する。
- ③ フィルダム基礎の変形量の解析予測値と実測値を比較するとともに、その両者に差が生じる原因を列挙する。
- ④ ③に示す各原因の影響度合を、既往の研究、数値解析、現場試験等により検討する。
- ⑤ ④の結果を受けて、より精度の高いフィルダム基礎の変形予測手法を提案する。

3. 調査対象ダムの諸元と変形解析の目的

今回、フィルダム基礎の変形の解析予測値と実測値についての調査を実施した4ダムの諸元および基礎の変形解析を実施した目的を表-3.1にまとめる。この表からこれらのダムでは、軟質

表-3.1 調査対象ダムの諸元と変形解析の目的

ダム名	事業者	ダム型式	堤高 (m)	堤頂長 (m)	堤体積 (千m ³)	解 析 目 的
下 湯 (副ダム)	青 森 県	IC	52.0	225.0	944	軟岩基礎の堤体盛立に伴う沈下量分布を知り、設計、安全管理に役立てる。
七北田	宮 城 県	CC	74.0	420.0	2,682	右岸アバットメント部に分布する軟質岩の沈下量分布およびカルバート式の監査廊を設置した場合の継目開き量を求める。
有 間	埼 玉 県	CC	83.5	260.0	1,690	河床部破砕帯上に設置するカルバート式監査廊の適切な継目間隔を決定する。
辺野喜 (フィル部)	沖縄総合 事務局	CC /PG	35.0	330.0	441	断層上に設置されるカルバート式監査廊の沈下量分布および継目開き量を求める。

注) IC:傾斜コア型ロックフィルダム, CC:中央コア型ロックフィルダム
CC/PG:中央コア型ロックフィルダムと重力式コンクリートダムの複合ダム

および断層・破砕帯部における大変位、不等沈下等の発生、あるいはその部分にカルバート式の監査廊を設置した場合の大きな継目開き量の発生の有無を検討するために変形解析が実施されていることがわかる。また、基礎の変形の解析予測値を施工に先立って求めておき、施工中の実測値をこれと比較することにより、施工管理を行うことも重要な目的として含まれていることは言うまでもない。

なお、上記4ダムの基礎の変形解析は、二次元のダム縦断面について実施されている。これは、基礎の堤体と接する部分の大変位あるいは不等沈下が堤体、特に、遮水ゾーンに与える悪影響は、解析モデルにおける遮水ゾーンの占有率からもわかるように縦断面においてより大きな問題となり、また、カルバート式監査廊の継目の開きは縦断面でしか問題にならない等の理由によると考える。また、三次元ではなく二次元解析で行っているのは、解析精度と経済性のバランスを考慮しての結果ではないかと考える。

4. 変形解析手法の概要

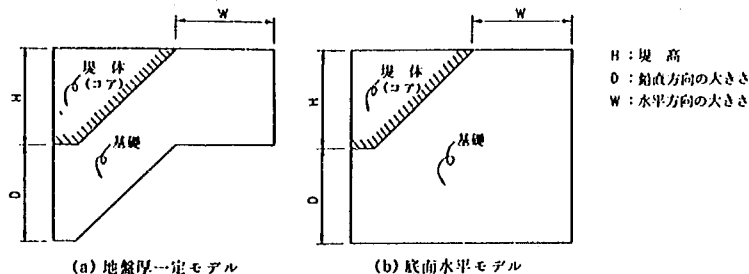
前述した調査4ダムにおいて事業者により実施された基礎の変形解析は、全て有限要素法を用いて、基礎地盤を弾性体とした二次元縦断面（平面歪条件下）について実施されたものである。

4ダムで実施された変形解析の概要をモデル、荷重、基礎の入力物性値および境界条件の4項目についてまとめたものを表-4.1に示す。また、この表を参考にこれらの4項目について、以下に詳しい検討を加える。

表-4.1 変形解析概要

ダム名	モデル			荷 重	基礎の入力物性値の決定法	基礎の入力物性値決定上の特徴	境界条件
	型	D	W				
下 湯	地盤厚一定 (監査廊なし)	1.1 H	右岸側 0.73 H 左岸側 0.50 H	堤体自重 全体1層載荷	・原位置平板載荷試験	・変形性は割線弾性係数で評価。 ・弾性係数の深さ方向分布は考慮していない。	底面—剛接 側面—水平方向は固定、鉛直方向は自由
七北田	底面水平 (監査廊なし)	1.7 H	右岸側 1.0 H 左岸側 1.0 H	堤体自重 逐次盛立載荷 (12層)	・原位置平板載荷試験	・変形性は変形係数で評価。 ・変形係数の深さ方向分布は考慮していない。	同 上
有 間	底面水平 (監査廊あり)	1.6 H	右岸側 0.71 H 左岸側 0.45 H	堤体自重 全体1層載荷	・孔内載荷試験	・変形性は複数の試験から求めた割線弾性係数の最小値で評価。 ・弾性係数の深さ方向分布は考慮していない。	底面—剛接 側面—剛接
辺野喜	底面水平 (監査廊あり)	1.0 H	なし	堤体自重 (コア土柱重量) と 監査廊コンクリート自重	・原位置平板載荷試験 ・孔内載荷試験	・変形性は接線弾性係数で評価(値を変化させ2ケース実施)。 ・弾性係数の深さ方向分布は考慮していない。	底面—剛接 側面—水平方向は固定、鉛直方向は自由

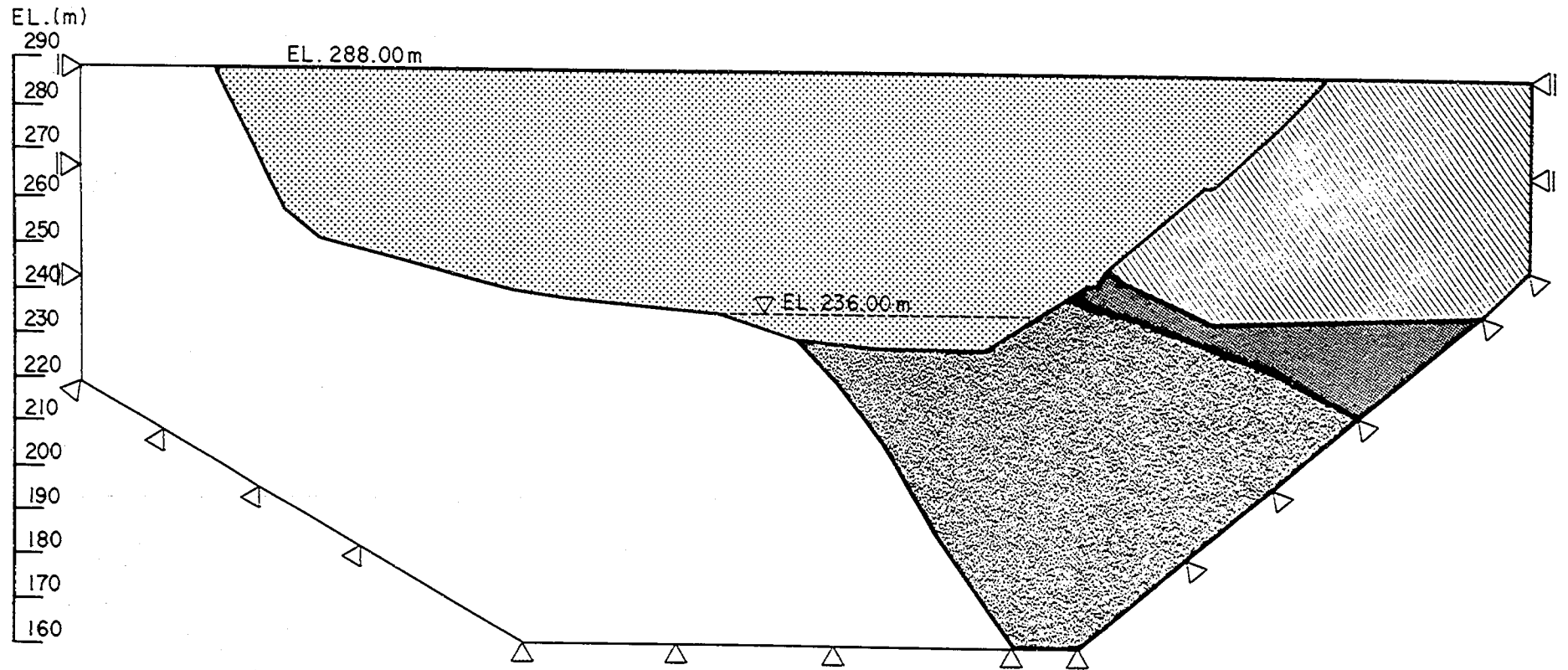
- 注) 1) 監査廊のあるなしは、監査廊モデル化の有無を示す。
 2) 基礎の入力物性値は、必ずしも原位置変形試験のみから決定しているのではなく、他の試験結果や他ダムでの例を参考に決定しているものもあることを付記しておく。
 3)



H : 堤 高
D : 鉛直方向の大きさ
W : 水平方向の大きさ

4.1 モデル

まず、4ダムの変形解析に用いられたモデルの概説図を図-4.1～4.4に示す。モデルの型は、下湯ダムが地盤厚一定型である他は底面水平型を採用している（用語については、表-4.1の注3)参照）。また、解析モデルの大きさは、鉛直方向が $D = (1.0 \sim 1.7) H$ 、水平方向が複合ダ

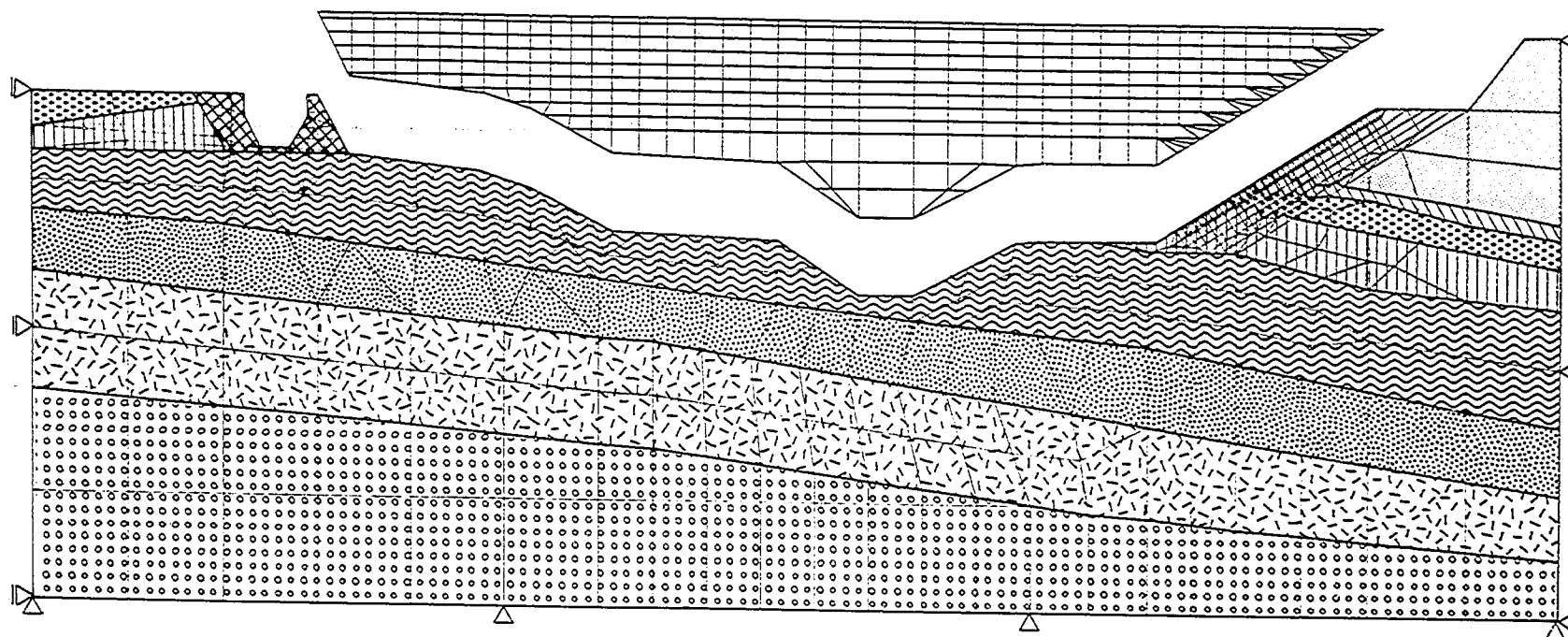


地 質	諸 数 値			備 考
	弾性係数(kgf/cm ²)	ポアソン比	単位体積重量(gf/cm ³)	
盛 立 材 料	400	0.40	2.10	
溶結凝灰岩 (Wt)	7,000※	0.20	—	
旧河床堆積物 (Gd)	1,000	0.30	—	
凝灰角礫岩・風化部(Tbw)	3,000※	0.30	—	
〃 未風化部 (Tb)	6,000	0.25	—	

※ $\phi 30$ cmの平板載荷試験結果による。
 その他は他ダムの例を参照。

- 注) 1) $\triangle$: 固定支承, $\triangle$: ローラ支承。
 2) 要素数: 322, 節点数: 180。
 3) ——— : 解析実施時予定基礎掘削線。
 - - - - - : 施工基礎掘削線。

図-4.1 モデル概説図(下湯ダム)



材 質 区 分	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
凝灰質砂岩 (St)	2,000	0.3
凝灰岩泥岩互層 (Sa2)	2,000	0.3
砂岩泥岩互層凝灰岩 (Sm)	3,400	0.3
凝灰質砂岩泥岩互層凝灰岩緑色泥岩 (Ym)	2,700	0.3
凝灰角礫岩 (Yt)	4,500	0.3
凝灰岩 (Yf)	3,500	0.3
凝灰質砂岩 (Ys)	3,000	0.3
砂 岩 (Yss)	2,500	0.3
洪水吐きコンクリート	210,000	0.17
コ ア	非線形解析	

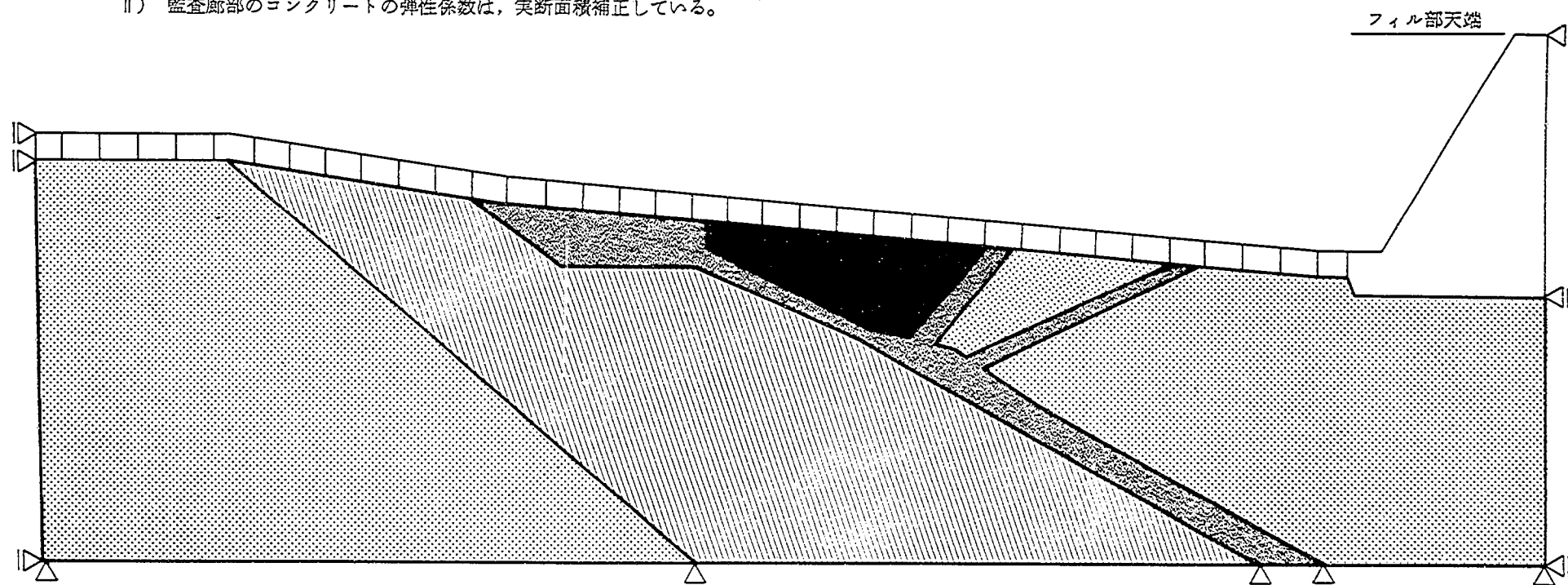
- 注) i) Stの弾性係数は平板載荷試験より求まった変形係数である。
 ii) その他は、一軸圧縮試験等の結果から類推。

- 注) 1) △: 固定支承, △: ローラ支承。
 2) 堤体については逐次盛立非線形解析を行い、それにより発生した節点力を基礎地盤モデルに作用させる。

図-4.2 モデル概説図(七北田ダム)

岩級区分	ケース 1		ケース 2		備 考
	弾性係数(kgf/cm ²)	ポアソン比	弾性形数(kgf/cm ²)	ポアソン比	
C _M	15,000	0.25	15,000	0.25	
C _L	5,000	0.25	10,000	0.25	○
C _L ~D	3,000	0.25	5,000	0.25	◎
D	1,000	0.30	1,000	0.30	○, ◎
コンクリート	200,000	0.20	200,000	0.20	2.4tf/m ³

- 注) i) ○: 孔内載荷試験結果による。
 ◎: 平板載荷試験結果による。
 ii) 監査廊部のコンクリートの弾性係数は、実断面積補正している。



- 注) 1) △: 固定支承, △: ローラ支承。
 2) 堤体自重は等分布荷重として載荷。

図-4.4 モデル概説図(辺野喜ダム)

ムである辺野喜ダムを除いて $W = (0.4 \sim 1.0) H$ とある程度幅がある（記号については、表-4.1の注）3）参照）。なお、モデルの大きさを決定した確固たる根拠はないようである。唯一、七北田ダムにおいて、基礎地盤に見立てた半無限の弾性体に、堤体に見立てた円錐分布荷重（図-4.5参照）を載荷した際の最大沈下量を参考に鉛直方向のモデルの大きさを決定しているのみである。具体的な決定手法は、参考文献1）を参照されたい。

4.2 荷 重

基礎に対する主荷重は堤体の自重であるが、これについては堤体を全体一層として載荷する（線形）か実際の盛立に合わせて逐次盛立載荷を行う（線形あるいは非線形）かの問題がある。より実際に近い形で解析を行うのであれば、後者（特に非線形）を採用することが望ましいが、実際にこの方法を採用しているのは4ダム中七北田ダムのみである。しかし、長谷川・内田²⁾は、深度方向に弾性係数が増加する層状地盤モデルを用いたFEM解析結果より、両者の載荷方法によって生ずる地盤の変形量の差は2割程度でさほど大きくないと報告している。よって、前者の載荷法を採用することが解析精度を著しく低下させることはないと考えられる。ただこの点については、基礎変形量の解析予測値と実測値の比較が終わった後に5.3で再検討することにする。

4.3 基礎の入力物性値

基礎地盤は弾性体として解析が進められているので、解析上必要な入力物性値は明らかに基礎の弾性係数である。この弾性係数は、4ダムとも原位置変形試験により決定されている。しかし、基礎を構成する全ての岩に対して原位置変形試験が実施されている訳ではなく、変形上問題となるであろう岩を対象に実施されている（図-4.1～4.4参照）。また、原位置変形試験の実施位置、個数、精度等の問題もあってか、弾性係数の深さ方向分布の考慮はなされていない。さらに、原位置変形試験から得られる変形性を表わす定数としては、変形係数と接線あるいは割線弾性係数がある。調査対象4ダムについて見ると、前者を採用しているダムと後者を採用しているダムが各々2ダムである。上記の事が基礎の変形解析結果の精度に与える影響については、基礎の変形量の解析予測値と実測値の比較が終わった後に5.3で検討する。

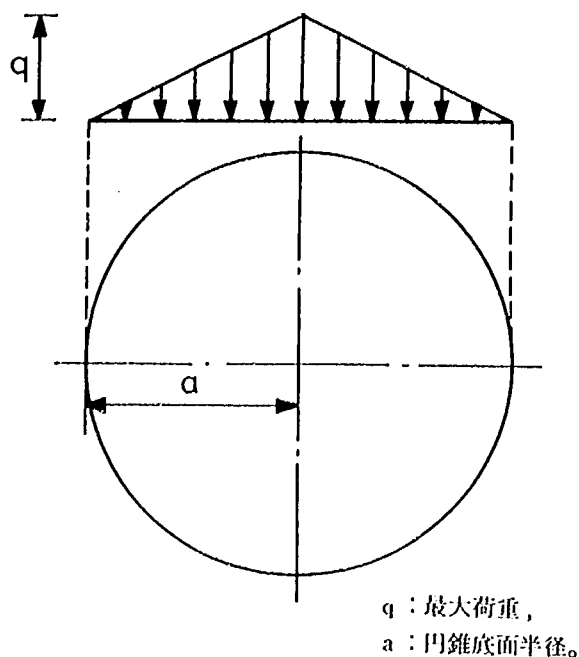


図-4.5 円錐分布荷重

4.4 境界条件

境界条件としては、底面は剛接、側面は水平方向が固定、鉛直方向が自由というのが一般的なようである。唯一、有間ダムにおいて側面も剛接にしているが、これは水平方向のモデルの大きさが十分大きいと判断したためではないかと考える。

5. 変形解析精度の検討

5.1 解析予測値と実測値の比較

5.1.1 下湯ダムの例

4章で示した変形解析により求めた基礎の堤体接着部の変位量分布の解析予測値と水準測量により求めた堤体盛立完了時の変位量分布の実測値を比較したものを図-5.1に示す。また、下湯ダムでは、水準測量により堤体盛立に伴う基礎の堤体接着部の絶対変位量を実測するだけでなく、図-5.2に示す位置に岩盤変位計を設置して、基礎の堤体接着部とアンカ部の相対変位量を実測している。そこで、岩盤変位計により実測された絶対および相対変位量の堤体盛立に伴う変化を図-5.3にまとめる。これらの図から以下のことが言える。

- ① 基礎の堤体接着部の絶対変位量は、変位量が最も大きくなる河床部についてみると、解析予測値（厳密には堤体接着部とモデル底面との間の相対変位量である。）が実測値の2倍程度の大きさとなっている。
- ② また、解析予測値と実測値では最大変位量が発生している位置が若干異なっている。これは、実施工における基礎掘削線が変形解析時の予定から変更された（図-4.1参照）ことも含めて、モデル作成時の地質境界の見誤り（解析には大なり小なり地質境界の見誤りは必ず存在するのだが）が主たる原因ではないかと考える。

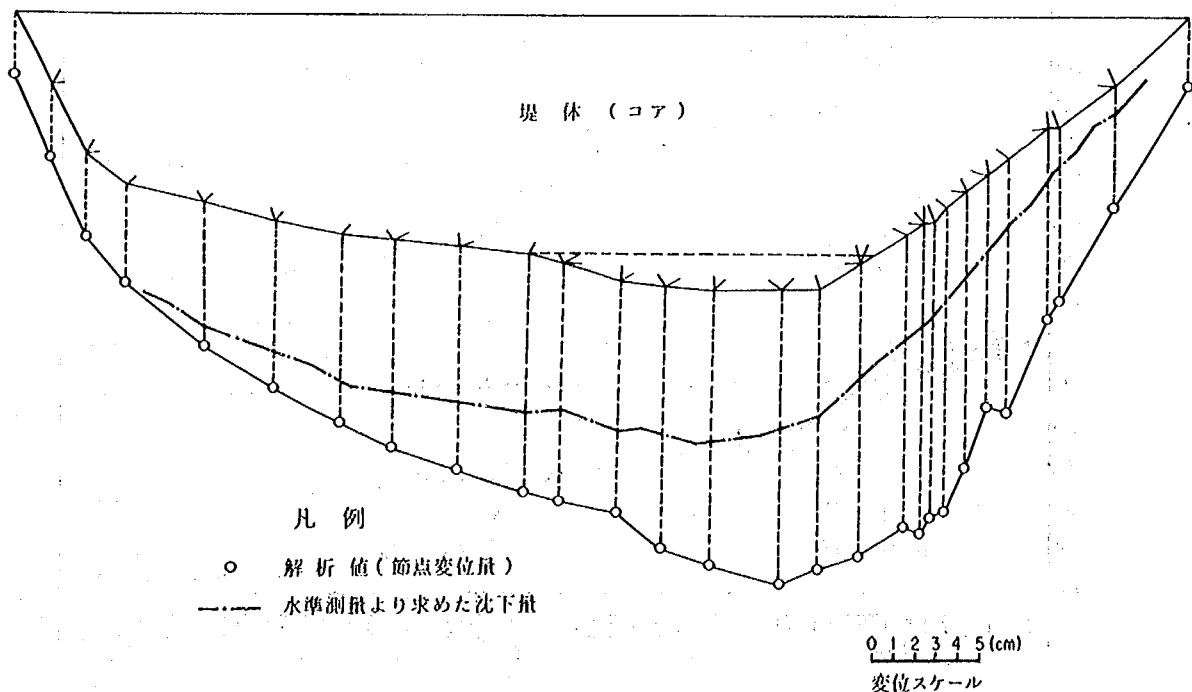


図-5.1 基礎変位量の解析値と実測値（下湯ダム）

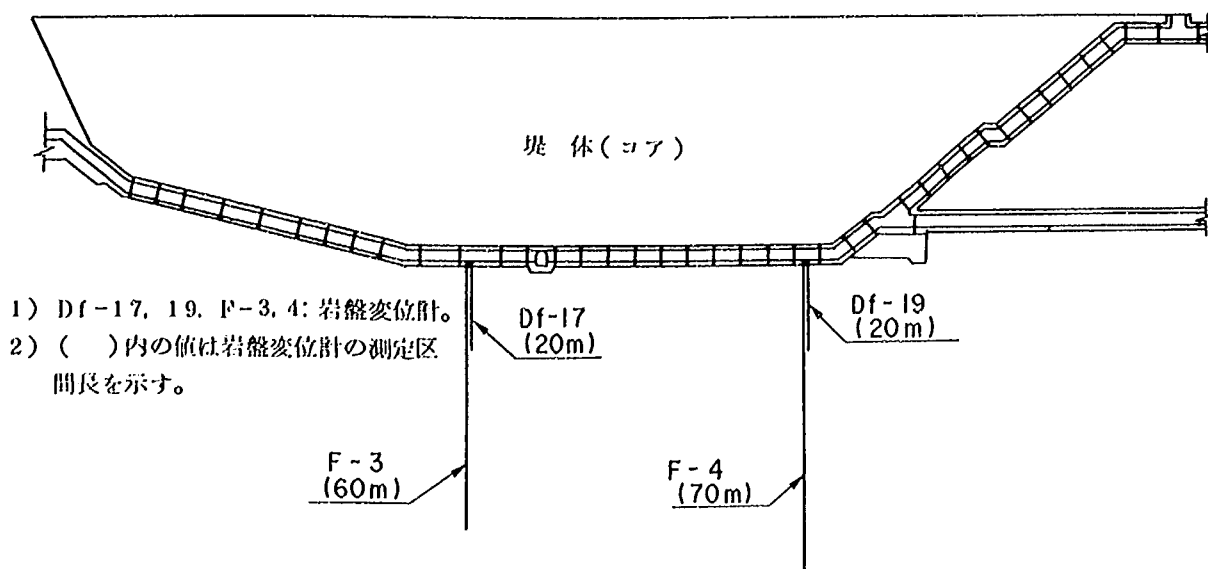
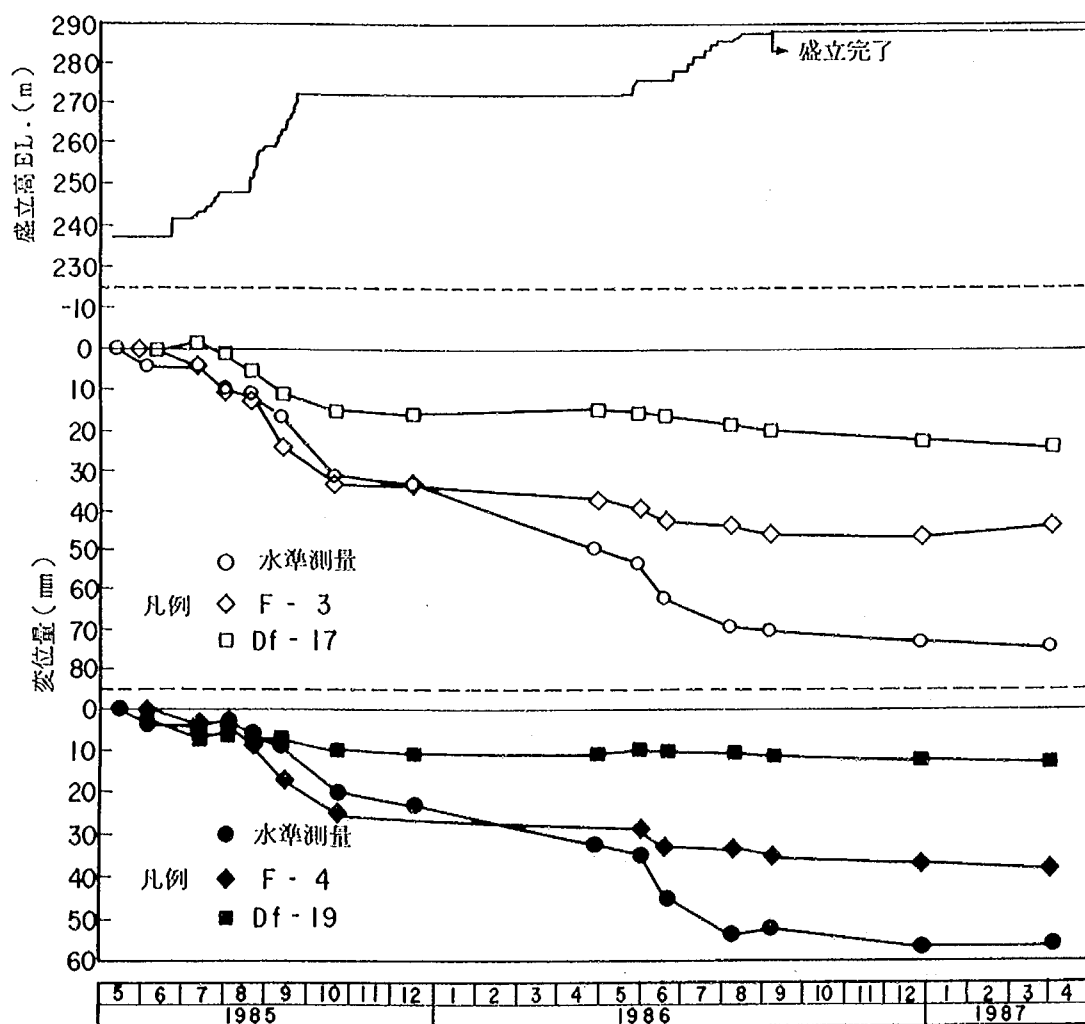


図-5.2 下湯ダムの岩盤変位計設置図



注) 変位量は圧縮方向を正とする。

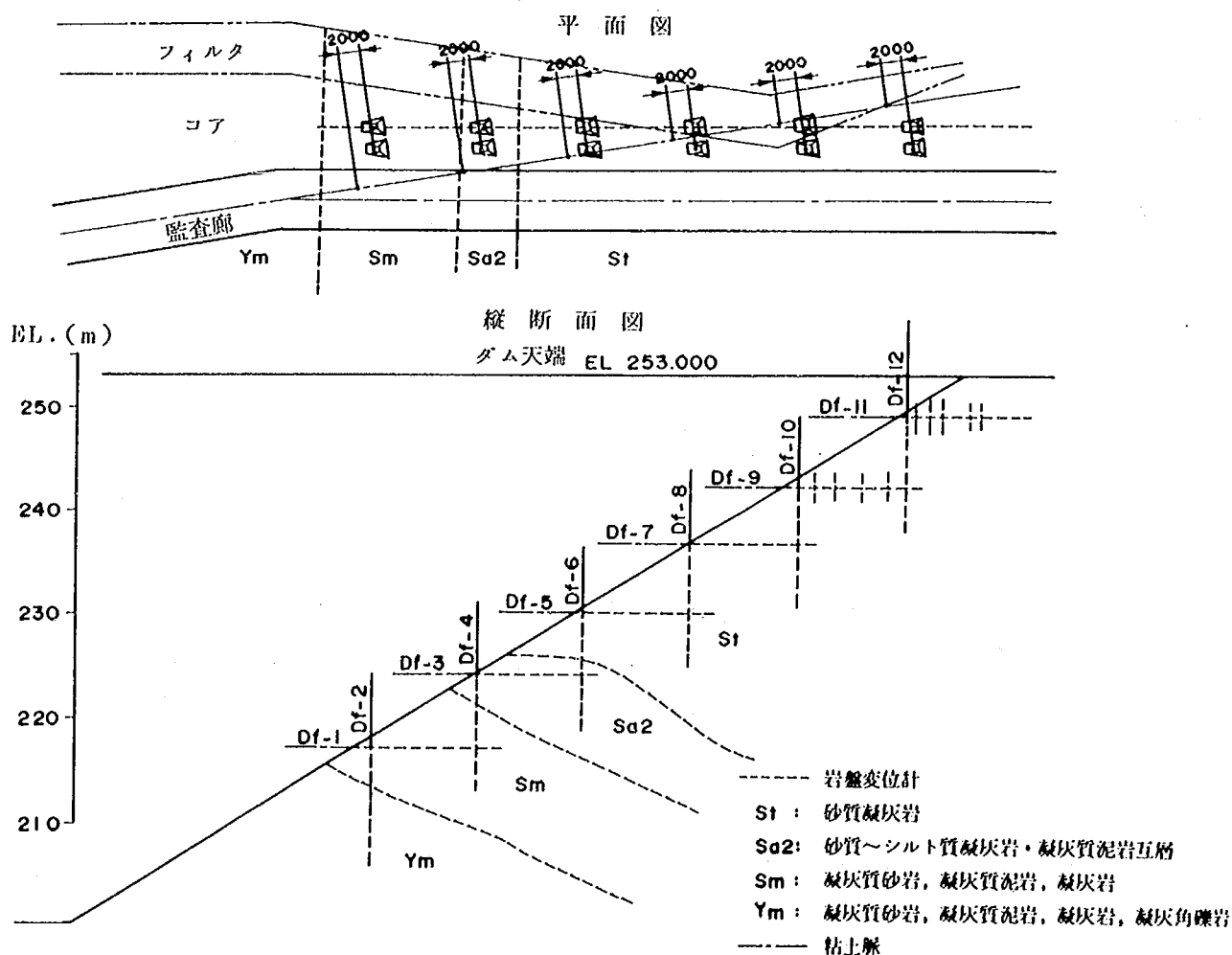
図-5.3 変位量の経時変化(下湯ダム)

- ③ 実測相対変位量は、岩盤変位計のロッド長が長い程大きい。
- ④ 堤体盛立完了時の絶対変位量とロッド長が長い方の岩盤変位計により実測した相対変位量を比較すると、前者が後者の1.5～2.0倍程度の大きさとなっている。これだけを見ると、下湯ダムの河床部基礎の変位の不動点は深度60～70m以深にあると判断される。
- ⑤ しかし、一方では、両者の経時変化の傾向、特に、盛立休止後の再開時前後の傾向に若干の違いがある。これが、絶対変位量と相対変位量の本質的な違いに起因するものなのか、上記の時期に岩盤変位計のロッドの曲がり発生等の測定誤差によるものなのかは判断しかねる。

5.1.2 七北田ダムの例

堤体盛立に伴う右岸上位標高アバットメントに設置した岩盤変位計（図－5.4参照）により実測した基礎の相対変位量の経時変化と変形解析により求めた岩盤変位計が設置されている部分の解析相対変位量の経時変化を比較したものを図－5.5に示す。なお、変位量の解析予測値の経時変化は、非線形逐次盛立解析を実施した故に求めることができた訳である。この図より以下のことが言える。

- ① 水平方向の変位量については、解析予測値と実測値は良い一致を示している。
- ② 鉛直方向については、Df-4, 12を除いて、解析予測値の方が実測値よりも大きい。



図－5.4 七北田ダムの岩盤変位計設置図^{3), 4), 5)}

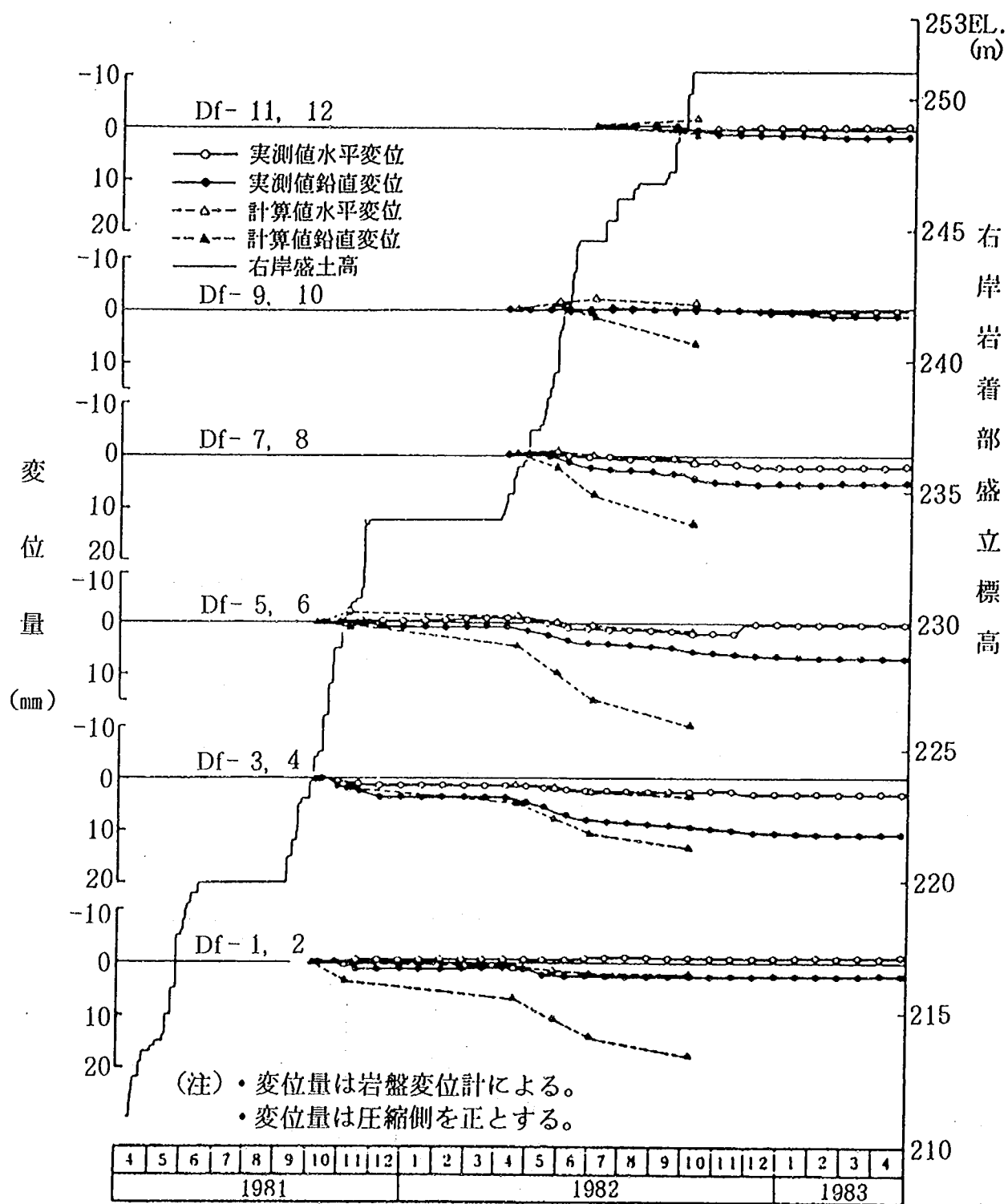
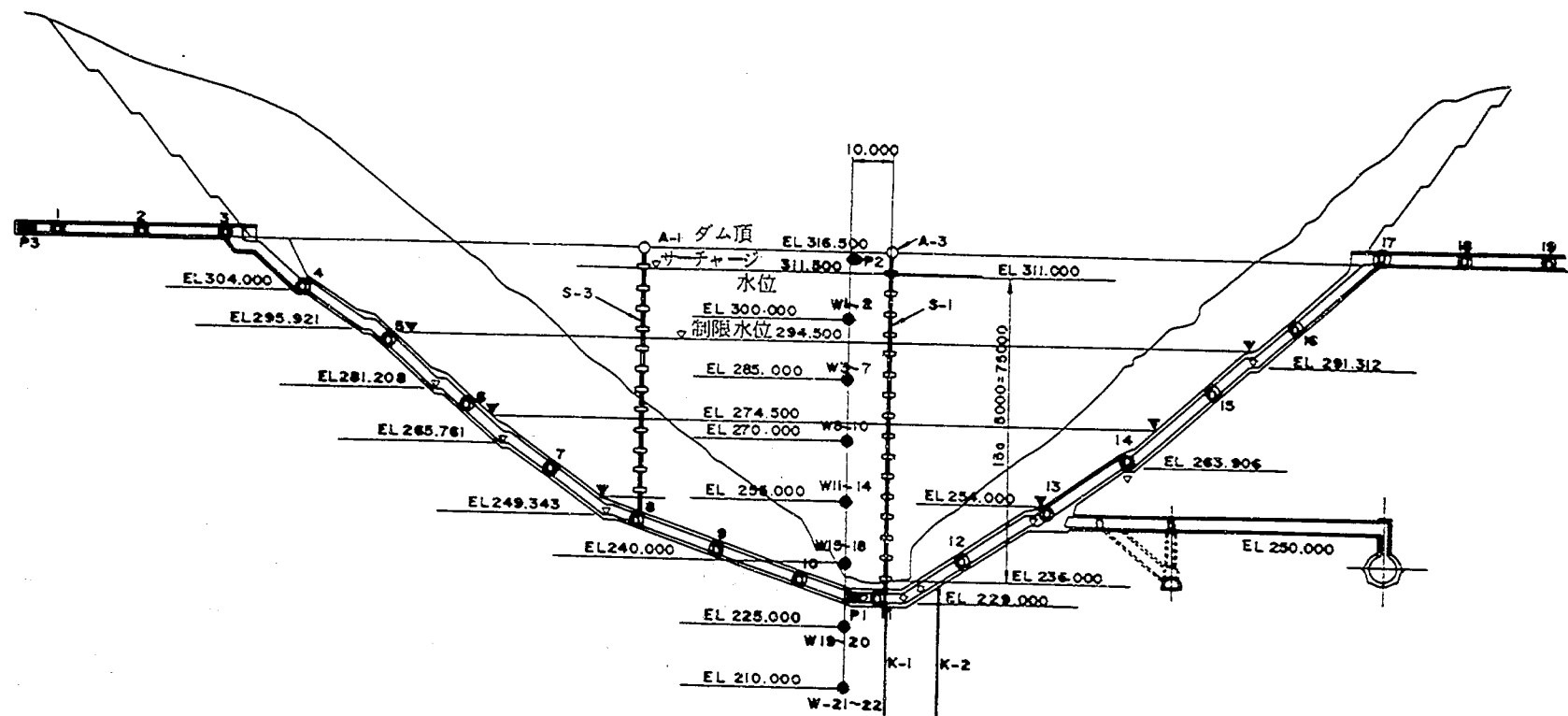


図-5.5 基礎変位量の解析値と実測値 (七北田ダム)^{3), 4)}



凡 例

名 称	記 号	説 明
上下流のり面沈下測定杭	B, C, D, E, F, G	○
層別沈下計	S	⊕
間隙水圧計	W	●
浸透流測定計	①	◎
漏水量測定計	M	△
漏水量集水堰	N	▼
岩盤変位計	K	l
継 目 計	J	○
地 震 計	P	●

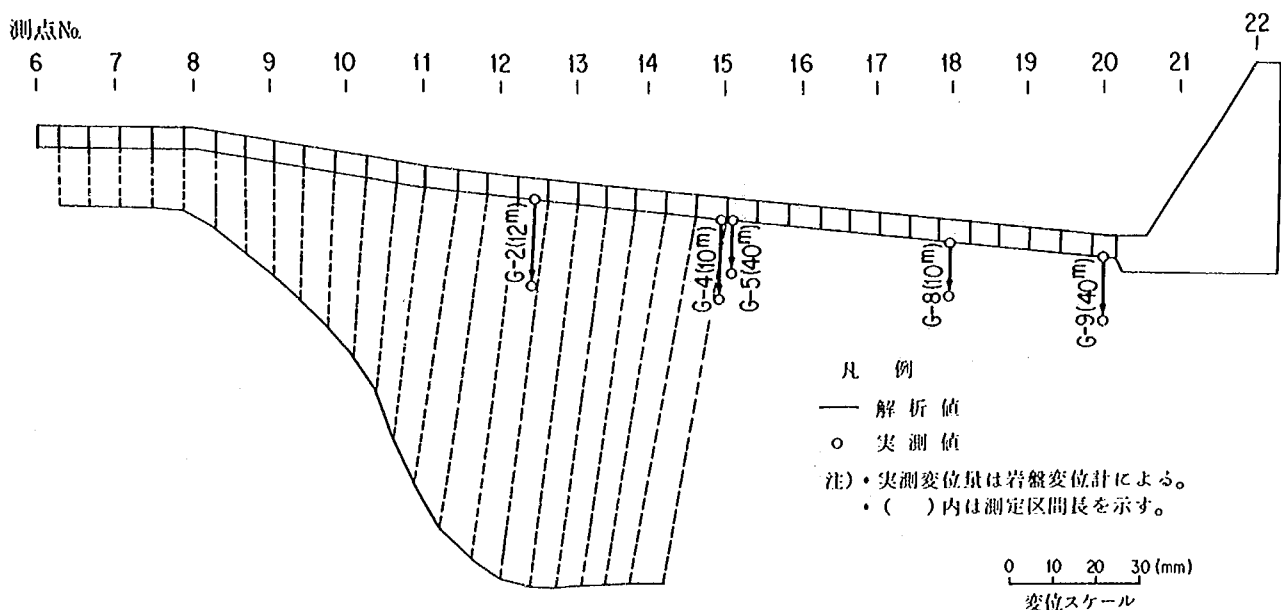
図-5.6 有間ダムの挙動実測計器設置図⁵⁾

5.1.3 有間ダムの場合

図-5.6に示す岩盤変位計K-1,2により実測された堤体盛立完了時の基礎の相対変位量はそれぞれ2.35cm, 3.25cmである。一方、岩盤変位計設置位置の解析絶対変位量は、それぞれ12.0cm, 8.2cmである。ここで、解析相対変位量を示せなかったのは、解析の出力データを入手することができなかったためである。以上のように、有間ダムでは、変位量の実測値と解析予測値を同じ土俵上で比較することができないので、両者の値を示すに留めておく。

5.1.4 辺野喜ダムの例

監査廊下の基礎の解析絶対変位量分布と、岩盤変位計により実測した堤体盛立完了時の相対変位量を図-5.7に示す。辺野喜ダムの変形解析では、モデル地盤厚が30~40m程度なので、ここで言う解析絶対変位量は30~40m区間の相対変位量と読み換えられる訳である。以上のことを考慮すると、解析変位量が実測変位量よりかなり大きいことがわかる。

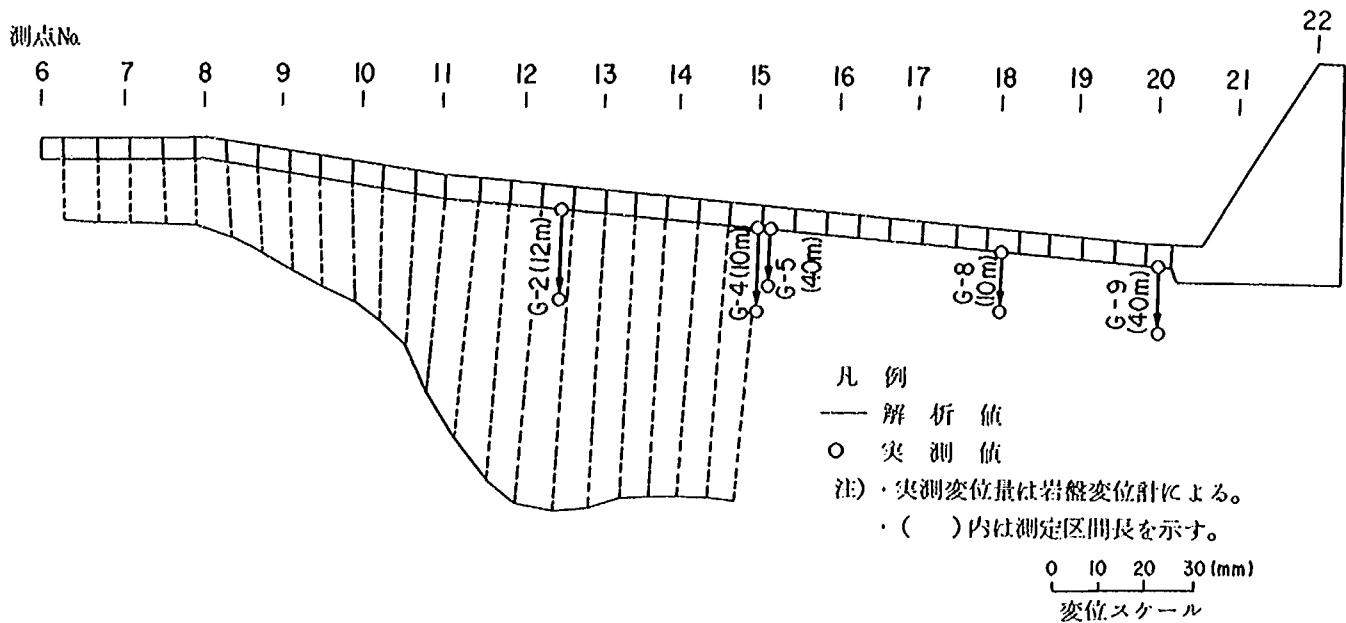


(a) ケース1

図-5.7 基礎変位量の解析値と実測値(辺野喜ダム)

5.2 解析予測値が実測値より大きくなる原因

5.1に示した4ダムの事例調査の結果、設計段階で実施した変形解析より求めた基礎変位量の解析予測値は、堤体盛立に伴い発生する基礎変位量の実測値よりかなり大きいことが判明し



(b) ケース 2

図-5.7 基礎変位量の解析値と実測値（辺野喜ダム）

た。なお、着目する変位方向は、量的に卓越している鉛直方向（沈下方向）である。

解析予測値が実測値より大きくなった原因を考えられる範囲で以下に列举する。

- ① 実際の挙動は三次元的であるにもかかわらず今回の解析は二次元で実施されているため、基礎に加わる応力の三次元的拡散を表現し得ていない。
- ② 主荷重である堤体自重を実際の施工手順に準じて非線形逐次盛立载荷して解析したダムは調査4ダム中1ダムで、その他は堤体自重を線形一層载荷して解析している。
- ③ 基礎の入力物性値である弾性係数を求める原位置変形試験の精度あるいは結果の解釈に問題があるのではないか。
- ④ 基礎地盤の弾性係数の深さ方向分布（特に、増加傾向）が考慮されていない。
- ⑤ 二次元モデルの鉛直方向の大きさが大き過ぎるのではないか。
- ⑥ 地質境界の見誤り、特に弱部領域の過大評価があるのではないか。
- ⑦ グラウチングや堤体盛立に伴い基礎地盤の弾性係数が、原位置変形試験実施時点より増加しているのを評価していない。

5.3 各種原因の解析精度に与える影響

5.3.1 次元数および荷重载荷方法の影響

変形解析における次元数の違い（二次元か三次元か）あるいは堤体自重の载荷方法の違い（一層载荷か逐次盛立载荷か）が、結果の精度に与える影響を既往の研究結果をもとにまとめる。

まず、長谷川・内田²⁾が、深度方向に弾性係数が増加する層状地盤モデルを用いたFEM解析結果をまとめたものを表-5.1に示す。なお、堤体自重载荷の種類は、三次元線形一層盛立解析、二次元非線形逐次盛立解析（横断面と縦断面）である。また、解析対象部のモデルの大きさは、二次元、三次元にかかわらず同じである。

表-5.1 二次元および三次元解析における応力・変位特性の比較²⁾

	解 析 法	横 断 面		縦 断 面	
		基盤・監査廊	堤 体	基盤・監査廊	堤 体
応 ⁴⁾ 力	2-D	1.2~1.5	1~1/1.3	$\sigma_x: 2.0$ $\sigma_y: 1.5 \sim 1.7$	1/3.5~1/4.5
	2-D-NLC	1.4~1.6	$\sigma_x: 1 \sim 1.4$ $\sigma_y: 1 \sim 1.7$	1.1~1.2	対応なし
変 ⁵⁾ 位	2-D	分布、値とも ほぼ一致 最大変位 3D: 0.20% 2D: 0.25%	分布は類似、 値も近い 最大変位 3D: 0.83% 2D: 0.67%	分布、値とも ほぼ一致 最大変位 3D: 0.25% 2D: 0.30%	分布は類似、 値はかなり異なる 最大変位 3D: 1.12% 2D: 3.7%
	2-D-NLC	分布、値とも ほぼ一致 最大変位 3D: 0.20% 2DNLC: 0.24%	分布は相違、 最大変位は近い 最大変位 3D: 0.89% 2DNLC: 0.70%	分布、値とも よく一致 (とくに水 平部はた かだか 0.02%の 差のみ)	分布は相違、 値もかなり異なる 最大変位 3D: 1.17% 2DNLC: 2.00%

(注1) 2-D: 2次元一層盛立解析（材料パラメータは3-Dの対応断面のそれと同じ）

(注2) 2-D-NLC: 2次元逐次盛立解析（材料パラメータは実験結果から決定）

(注3) 3-D: 3次元一層盛立解析（材料パラメータは、2-D-NLCの最終段階のそれを参考にして決定）

(注4) 応力: 3-Dの応力を1として比較

(注5) 変位: 堤高Hに対する割合の比較

(注6) 堤高に対する堤頂長の比は4.5のゾーン型フィルダム

大槻・本条・小松⁶⁾が、解析対象部のモデルの大きさが同じ三次元線形一層盛立解析モデルと二次元縦断面線形一層盛立解析モデルを使用して求めた基礎の堤体接着部の変位量分布を図-5.8に示す。

なお、両研究において、モデル地盤は弾性体である。

これらの図表から以下のことがわかる。

- ① 三次元線形一層载荷と二次元線形一層载荷により基礎の堤体接着部に発生する縦断面変位量は、相対的に変位量の大きい低標高部で、後者が前者よりも約2割大きい。
- ② 三次元線形一層载荷と二次元非線形逐次盛立载荷により基礎の堤体接着部に発生する縦断面変位量は、その分布、値ともよく一致している。

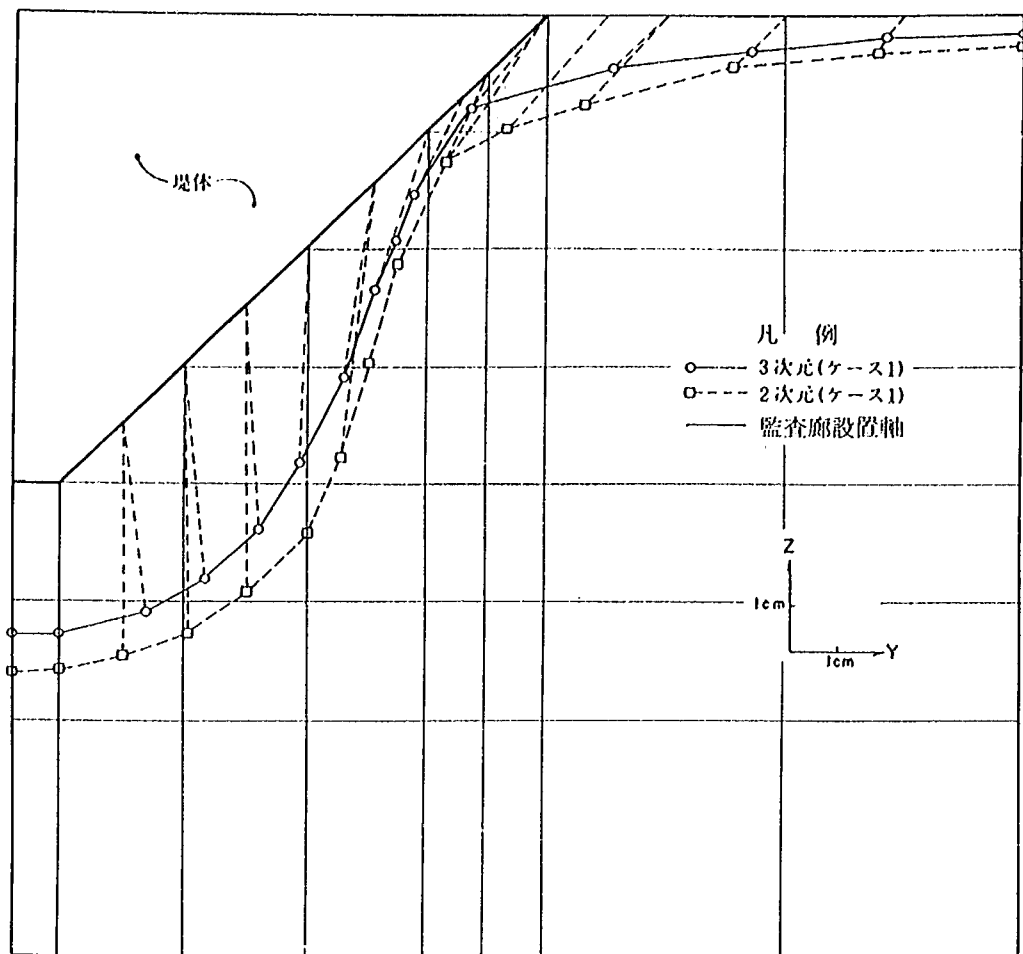


図-5.8 三次元と二次元解析による変位比較図⁶⁾

以上より、堤体荷重を二次元非線形逐次盛立載荷することにより、三次元線形一層載荷と同程度の精度で縦断面変位量を推定できることがわかる。また、二次元線形一層載荷した場合でも、三次元線形一層載荷した場合よりも、最大変位が約2割大きい程度でそれほど大きな差とは言えない。ただし、二次元と三次元のモデルの解析対象部の大きさが同じという条件下での話である。

5.3.2 原位置変形試験の精度

変形解析時の基礎の入力物性値である弾性係数を決定するための原位置試験法としては、土木学会により指針化されている平板載荷試験法が採用されることが一般的である⁷⁾。ただし、本試験法を採用したとしても、結果として得られる弾性係数を解析に用いる場合には次のような問題がある。

- ① 基礎岩盤が比較的軟らかい岩で構成されている場合、剛体板を載荷する平板載荷試験を採用すると、載荷板縁部において基礎岩盤の側方流動あるいはせん断破壊が発生し、結果として変形性を過大に評価する可能性がある。
- ② ダムのように非常に大きな載荷面を持つ荷重によって発生する変形を高々数10 cmの径の円形載荷板を用いて求めることができるのか。

③ 首尾良く変形試験が行えても、変形係数と接線あるいは割線弾性係数（図-5.9参照）のどちらを変形解析時の基礎岩盤の入力物性値とするか。

④ また、弾性係数は地盤を等方弾性体と仮定したうえで求められるため、異方性地盤で実施した際の精度には疑問が残る。

⑤ 同種岩に対して行った数個の変形試験から得られた弾性係数にかなりの差があった場合でもその平均値を入力物性値とすることに問題がないか。

次に、上記の問題点の影響度合やそれを解決するための対策について検討する。

① 載荷板縁部での岩盤破壊による弾性係数の過小評価を防止するために、筆者らは図-5.10に示すステップ状の荷重を載荷する変形試験を実施している⁸⁾。結果の詳細は既発表文献に譲るが、本方法はかなり有効であると考える。

② まず、ほぼ同一の地質状況の地盤に対して、載荷板の大きさを変えて実施した平板載荷試験の結果を図-5.11に示す。この図より、載荷板が大きくなると得られる変形係

数が大きくなり、 $\phi 30\text{ cm}$ と

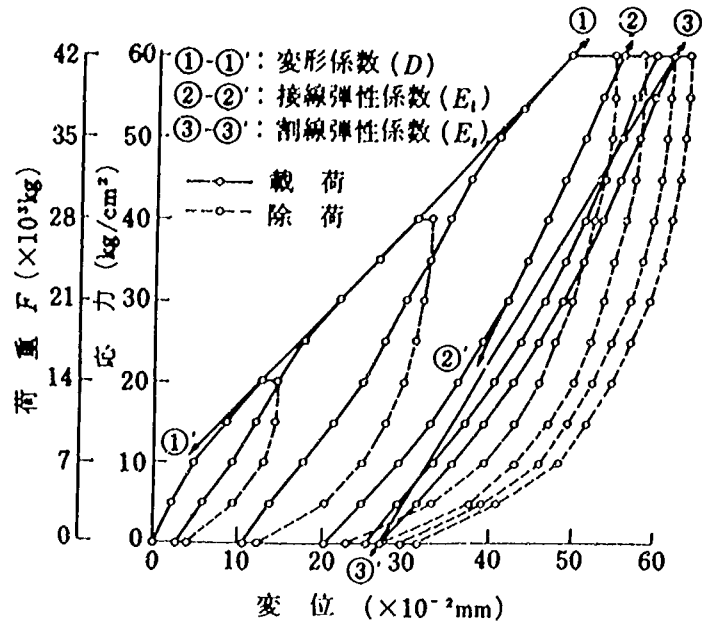


図-5.9 荷重—変位曲線例⁷⁾

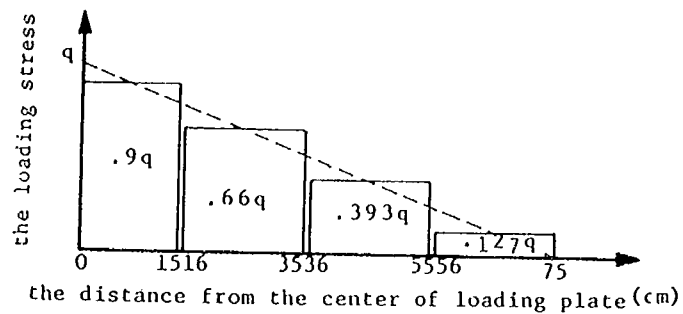


図-5.10 ステップ状荷重⁸⁾

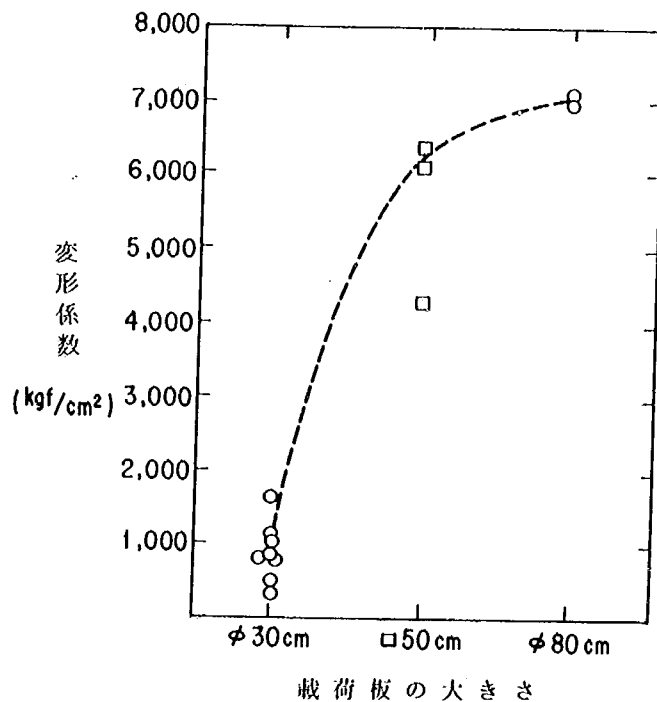


図-5.11 載荷板の大きさと変形係数の関係(対 泥流堆積物)⁹⁾

φ 80 cmでは、後者で得られる値が前者で得られる値よりも1オーダー近くも大きくなっていることがわかる。よって、指針化されている方法に従って原位置変形試験を実施して基礎岩盤の弾性係数を求めても、その弾性係数がダム堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形挙動を知るための値であるか否かには疑問が残る。

③ 平板載荷試験より求まった接線弾性係数と変形係数をまとめたものを表-5.2に示す。こ

表-5.2 平板載荷試験より求まった弾性係数と変形係数¹⁰⁾

成因別岩種区分	係 数	弾性係数 E (kgf/cm ²)			変形係数 D (kgf/cm ²)			D/E (%)		
	岩盤分類	CH	CM	CL	CH	CM	CL	CH	CM	CL
古・中生代堆積岩	平 均	130,000	30,000	14,000	77,000	12,500	5,000	52	39	32
	上 限	250,000	45,000	30,000	130,000	40,000	10,000	80	70	55
	下 限	40,000	15,000	5,500	10,000	4,000	1,000	25	25	15
広 域 変 成 岩	平 均	—	42,000	—	—	15,000	—	—	35	—
	上 限	—	55,000	—	—	21,000	—	—	40	—
	下 限	—	35,000	—	—	8,500	—	—	25	—
火 成 岩 深 成 岩	平 均	97,000	62,000	35,000	56,000	33,000	19,000	57	49	48
	上 限	180,000	190,000	120,000	110,000	110,000	70,000	70	70	70
	下 限	55,000	9,000	6,000	22,000	3,000	1,700	30	30	30
火 成 岩 火 山 岩	平 均	—	31,000	17,000	—	13,000	8,000	—	41	45
	上 限	—	50,000	22,000	—	23,000	12,000	—	70	55
	下 限	—	14,000	12,000	—	4,000	6,000	—	25	40
火 山 性 堆 積 岩 (第三紀以降)	平 均	—	64,000	—	—	29,000	—	—	44	—
	上 限	—	90,000	—	—	66,000	—	—	75	—
	下 限	—	45,000	—	—	13,000	—	—	25	—

注) 表中の弾性係数 E とは、接線弾性係数のことである。

の表より、接線弾性係数が変形係数の数倍の大きさとなっていることがわかる。よって、基礎岩盤の変形解析に接線あるいは割線弾性係数を用いるか変形係数を用いるかで得られる結果にかなり大きな差が発生することが予想できる。大抵の場合、ダムの堤体荷重は基礎岩盤に対して処女荷重として作用するものと思われるので、変形係数を採用することが妥当であると考ええる。ただし、堤高に比して基礎掘削深さが比較的深い場合などは、接線あるいは割線弾性係数を採用したり、作用応力レベルを考慮したうえで変形係数を決定するといったことが肝要となってくる。

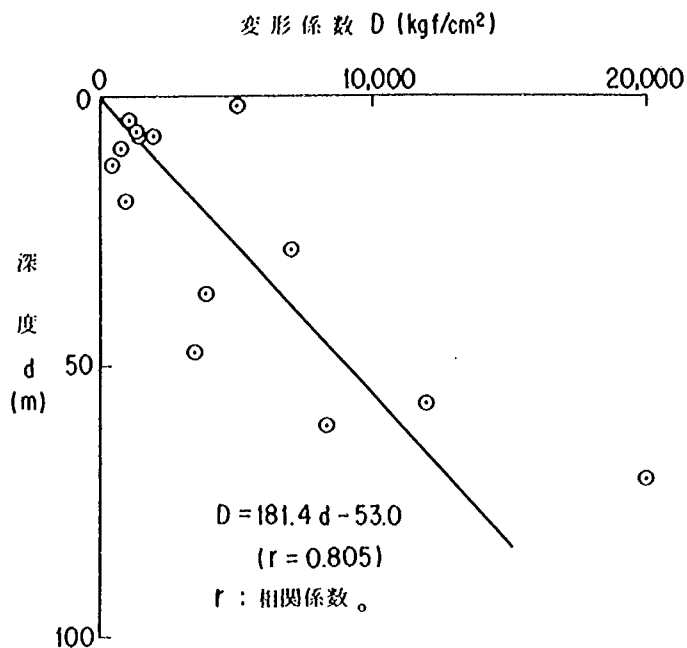
④ 岩盤の変形性には少なからずの異方性が存在している。異方性の度合いが大きくなると、均質等方弾性体を仮定して弾性係数を求める現在の変形試験では基礎の正確な変形特性を把握できない可能性が高い。ただし、現在の方法でもその実施にかなりの費用を要するため、1ダ

ムにおいてさほど多くの試験を実施できないという現状を鑑みると、この部分の改善は重要であるが実施は非常に難しいと言わざるを得ない。

- ⑤ 同種岩に対して数個の変形試験を行い、かなり異なった変形係数が得られた場合には、試験地点の地質の見直しが必要となつてこよう。しかし、④と同様の理由から、これ以上のことを現状では行うことはできず、数個の変形係数の平均値を入力物性値とせざるを得ない。

5.3.3 弾性係数の深さ方向分布の影響

変形解析用の弾性係数を平板载荷試験により決定できるのは、試験実施地点付近のみで、横坑を利用しても河床レベル以深の地点の弾性係数やその深さ方向分布を知ることは困難である。ボーリング孔を利用して実施でき、かつ経済的な孔内载荷試験により求まった弾性係数の深さ方向分布の例を図-5.12、13に示す。これらの例では、弾性係数が深さ方向に増加している。弾性係数の深さ方向の増加率が大きい場合、このことを変形解析上考慮するか否かによって得られる変形量分布に大きな差が発生することが川嶋・金沢^{12,13)}、松本・山口¹⁴⁾らによ



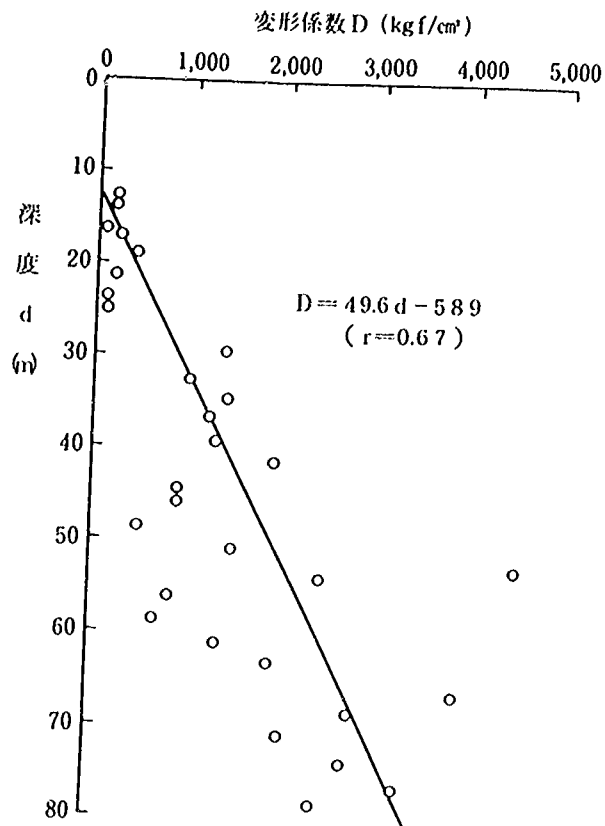
て指摘されている。孔内载荷試験は、そ 図-5.12 下湯ダムの孔内载荷試験結果(凝灰角礫岩)の試験方法が指針化されていないことも

あり、得られた結果の解釈や精度に問題が残されているのは事実であるが、土木学会による指針化も試みられており¹⁵⁾、今後はこの試験方法を十分活用した基礎岩盤の弾性係数の決定が望まれる。

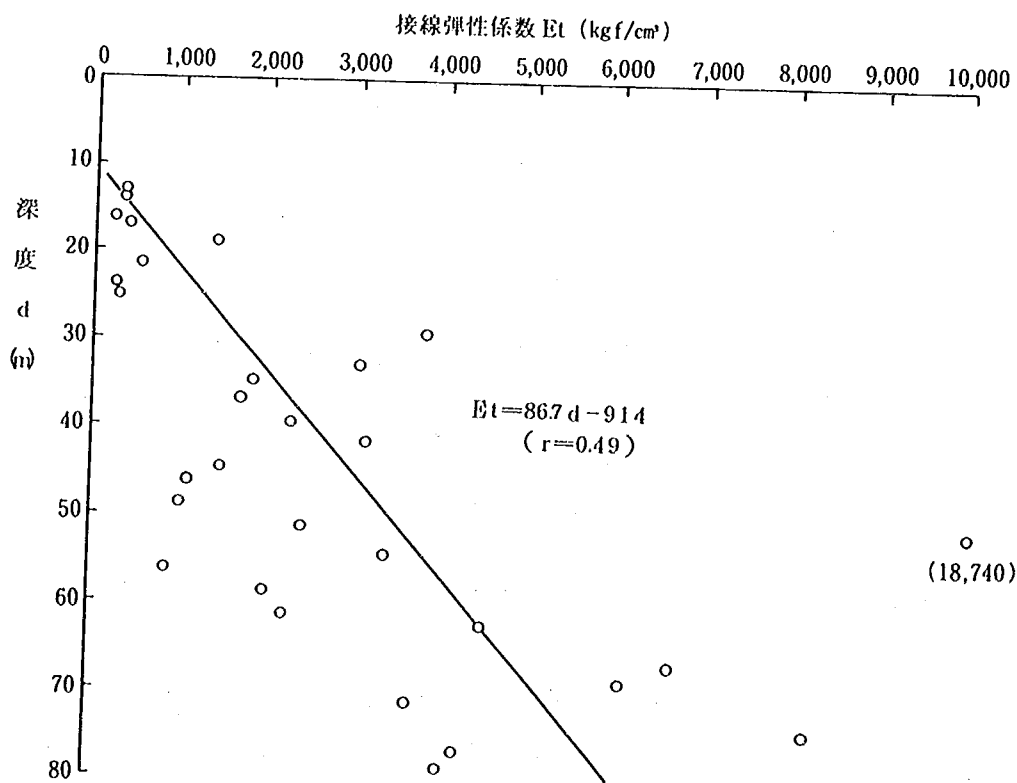
5.3.4 二次元モデルの大きさの影響

三次元解析の場合ある程度の大きさを有するモデルを用いれば、堤体荷重が基礎岩盤に作用した場合の応力拡散状況を実際に近い形で表現することができ、有限要素法とは言うものの絶対変位量の評価も可能となってくる。なお、絶対変位量は基礎の堤体接着部での不等沈下やカルバート式の監査廊の継目の開きを評価するうえで必要となってくる。

しかし、二次元解析の場合は、三次元解析ほどの応力拡散が発生しないため、モデルを大きくすればするほど絶対変位量は大きくなり、その正確な推定が難しい。よって、二次元解析により



(a) S_Mm KL-9.10



注) r : 相関係数。

(b) S_Mm KL-9.10

図-5.13 S_MΔの孔内載荷試験結果(泥岩)⁽¹⁾

絶対変位量を推定するためには適当なモデルの大きさを決定することが必要となろう。ただ、5.3.3で示したような弾性係数の深さ方向の増加傾向を正確に把握することができれば、モデルを大きめに設定するような考え方でもある程度の変位量予測精度が確保できる可能性があると考えられる。

5.3.5 地質境界の見誤りの影響

ダムの基礎に断層や破砕帯が存在する場合、安全側の立場からか、その幅を広めに想定してしまう恐れがある。これが、基礎の変位を大きめに予測させる大きな原因であることが川嶋・金沢¹²⁾によって指摘されている。

設計時の解析のための対策としては、地質調査を入念に行うということしか挙げられないが、基礎掘削時に地質境界の見誤りがあったことが判明した場合には、再計算を行って実測値との比較を待つという心構えでなければならない。

5.3.6 グラウチングおよび堤体盛土に伴う弾性係数増加の影響

金沢¹³⁾は、大内ダムにおいて孔内載荷試験より求めた変形係数がグラウチングや堤体盛土により増加するという事実を図-5.14により示し、このことを変形解析上考慮しないことが解析変位量が実測変位量より大きくなる原因であると指摘している。

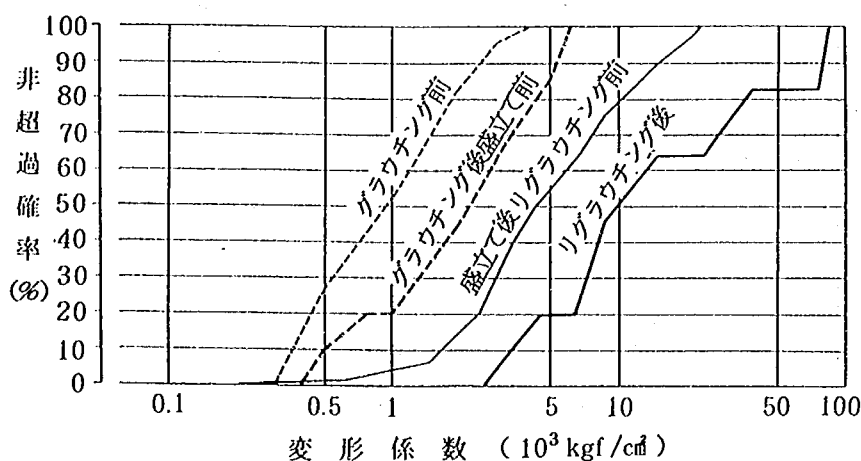


図-5.14 グラウチングおよび堤体盛土に伴う基礎岩盤の弾性係数の増加¹³⁾

また、松本ら¹⁶⁾によりまとめられた種々のダム基礎軟岩に対して実施された三軸試験結果を弾性係数 E_{50} と拘束圧 σ_3 の関係を式(5.1)の式形で整理したものを表-5.3および図-5.15に示す。

$$E_{50} = A \sigma_3^n \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 A 、 n は定数である。

表-5.3 E_{50} と σ_3 の関係

ダム名	所在地	堤高(m)	岩種	地質年代	湿潤密度 (g/cm^3)	自然含水比(%)	乾燥密度 (g/cm^3)	比重	間隙比	一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	透水係数 (cm/s)	E_{50}, σ_3 関係式
御所	岩手県 盛岡市 紫根	52.5	泥流堆積物	第四紀	1.73 ~ 2.03	30.0 ~ 40.3	1.060 ~ 1.483	2.68	0.77 ~ 1.53	4.27	5.9×10^{-5} ~ 1.5×10^{-4}	$T-4: E_{50} = 196 \sigma_3^{0.197} (r = 0.209)$ $up-UU: E_{50} = 475 \sigma_3^{0.141} (r = 0.146)$ $up-CV: E_{50} = 430 \sigma_3^{0.597} (r = 0.796)$ $down-UU: E_{50} = 274 \sigma_3^{0.370} (r = 0.600)$ $down-UU: E_{50} = 289 \sigma_3^{0.870} (r = 0.949)$
七北田	宮城県 泉字 福森	74.0	砂質凝灰岩	新第三紀 中新世	1.615	36.9	1.198	2.375	0.89	7.7	2.7×10^{-5}	$E_{50} = 673 \sigma_3^{0.426} (r = 0.785)$
T	千手 養字	24.5	砂質泥岩	第四紀 洪積世	1.901	30.6	1.456	2.635	0.81	16.0	1.0×10^{-5}	$E_{50} = 469 \sigma_3^{0.663} (r = 0.795)$
S	大分県 玖珠郡 大字野田 字梅の木	120.0	砂岩	新第三紀 鮮新世 ~ 中新世	2.035	18.8	1.713	2.794	0.58	15.6	1.3×10^{-8} ~ 1.4×10^{-7}	$R-6: E_{50} = 1991 \sigma_3^{0.494} (r = 0.601)$ $R-13: E_{50} = 286 \sigma_3^{0.685} (r = 0.897)$
			泥岩		1.806	35.1	1.327	2.713	1.05	13.2	—	$E_{50} = 5559 \sigma_3^{-0.345} (r = -0.360)$
			凝灰角礫岩		1.981	18.6	1.671	2.548	0.52	21.5	—	$E_{50} = 1285 \sigma_3^{0.593} (r = 0.804)$

注) 1) $E_{50}(kgf/cm^2)$, $\sigma_3(kgf/cm^2)$ 。2) r : 相関係数。

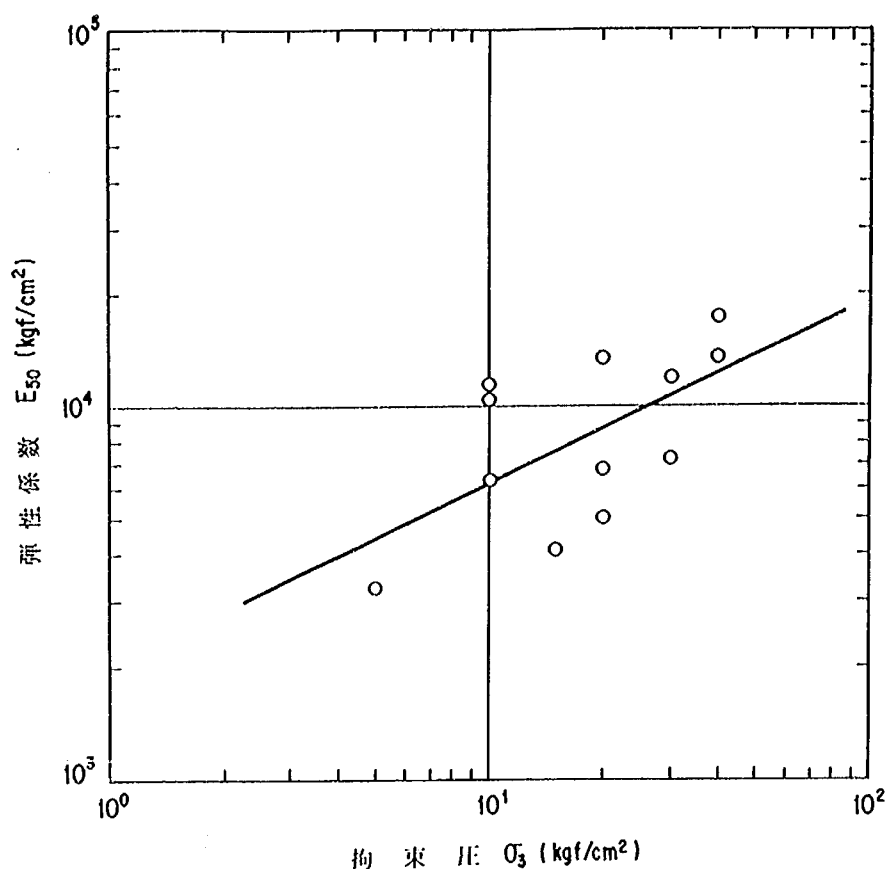


図-5.15 E_{50} と σ_3 の関係 (Sダム, 砂岩, R-6)

上記の図表より、堤体盛土に伴い基礎岩盤の拘束圧が大きくなり、結果として弾性係数が大きくなるということが容易に理解できる。なお、これは岩石試験結果であるが、岩盤中の不連続面が少ない軟岩については岩盤試験と同程度の意味合いがある。

また、式(5.1)から、堤体盛土に伴う基礎岩盤の弾性係数の増加率は基礎浅部ほど大きいことを容易に証明することもできる。

グラウチングおよび堤体盛土に伴う基礎岩盤の弾性係数の増加を評価しないことが変位量の過大評価に与える影響は非常に大きいと考えられるので、今後この種のデータを収集するとともに解析に反映させていくことが肝要となろう。

6. ま と め

今回の調査・研究結果をまとめると以下の通りである。

- ① 最近完成した4つのフィルダムの事業者により設計段階において実施された基礎変形解析より求めた解析変位量とフィルダム施工時の実測変位量を整理検討した。
- ② その結果、解析変位量が実測変位量よりかなり大きいことが判明した。
- ③ ②の結果が得られた原因を整理し、各原因の影響がどの程度かを既往の研究等を含めて検討した。
- ④ ③の結果を受けて、フィルダム基礎の変形予測をより精度よく実施するための対策あるいは今後の必要な検討項目を以下に示す。
 - (a) 変形解析は三次元で行うことが望ましいが、二次元でも堤体自重を非線形逐次盛立載荷することによって三次元と同程度の結果を得ることができる。
 - (b) 原位置変形試験の精度が変形解析の精度に与える影響は大きいので、5.3.2で挙げた項目に注意して変形試験を行い、その解釈にも力を注ぐ必要がある。さらに、弾性係数の深さ方向分布も求め、解析に反映させることが望ましい。
 - (c) やむを得ず二次元解析を実施する場合には、弾性係数の深さ方向分布も考慮しながらモデルの大きさ、特に鉛直方向の大きさを決定しなければならない。
 - (d) 解析時の地質境界の見誤りはよくあることであるが、その事実が明らかになった時点で再解析を行うことが望ましい。
 - (e) グラウチングおよびフィル堤体盛土に伴い基礎岩盤の弾性係数が増加することについては、今後データを蓄積し、解析に反映していくことが必要である。

参 考 文 献

- 1) 松本徳久・池田隆：フィルダム底設監査廊の設計と基礎岩盤の変形，建設省土木研究所資料，第2069号，1984年2月。
- 2) 長谷川高士・内田一徳：フィルダム監査廊の応力変形解析，農業土木学会論文集，第108号，pp. 33～44，1983年12月。
- 3) 松本徳久・池田隆：フィル堤体の盛土に伴うアバットメントの変形と透水性の変化，第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp. 300～304，1984年2月。
- 4) 松本徳久・山口嘉一：フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化，土木学会論文集，第370号，pp. 52～61，1986年6月。
- 5) 松本徳久・尾芦直人・池田隆：フィルダムの挙動計測に関する調査，建設省土木研究所資料，第2070号，p. 169，1984年3月。
- 6) 大槻光雄・本条忠広・小松裕幸：フィルダムギャラリーの設計手法に関する検討－3次元解析を用いた応力場把握による構造設計－，水資源開発公団試験所第一試験課報告，第8110号，1982年3月。
- 7) 土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針－解説と設計への適用－，pp. 3～16，1983年12月。
- 8) Matsumoto, N., Ikeda, T. & Yamaguchi, Y.: In-situ deformability test on soft rocks, Proceedings of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 1645～1650, April 1985.
- 9) 松本徳久・池田隆：フィルダム基礎の軟岩の変形特性，土木技術資料，Vol. 26, No. 5, pp. 15～20，1984年5月。
- 10) 斉藤孝三・片平博：ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察，建設省土木研究所資料，第1899号，p. 24，1983年1月。
- 11) 松本徳久・山口嘉一：フィルダム基礎の変形予測，建設省土木研究所ダム部内資料，第5号，p. 36，1988年1月。
- 12) 川嶋登紀衛・金沢紀一：大規模断層を含む風化基礎上におけるロックフィルダムの設計，大ダム，No. 102・103, pp. 32～41，1982年12月，1983年3月。
- 13) 金沢紀一：ロックフィルダムの軟質基礎の盛立て中の挙動予測と監視，大ダム，No. 114, pp. 3～10，1985年12月。
- 14) 前掲11)，pp. 30～40。
- 15) 土木学会：孔内載荷試験法の現状と課題－指針化の試み－，1988年5月。
- 16) 松本徳久・尾芦直人・池田隆：ダム基礎軟岩の調査と設計，建設省土木研究所資料，第1947号，1983年3月。

謝

辞

フィルダム基礎の堤体盛土に伴う変位量の解析予測値と実測値の調査に御協力頂きました下湯，七北田，有間，辺野喜の4ダムの関係各位には，末筆ながら感謝の意を表します。

フィルダム基礎の変形予測
手法とその精度

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2646号

昭和63年7月(1988)

フィルダム研究室 室長 松本 徳久

研究員 山口 嘉一

要旨

本資料の内容をまとめると以下の通りである。

- ① 最近完成した4つのフィルダムの事業者により設計段階において実施された基礎変形解析より求めた変位量とフィルダム施工時の実測変位量を整理検討した。
- ② その結果、解析変位量が実測変位量よりかなり大きいことが判明した。
- ③ ②の結果が得られた原因を整理し、各原因の影響がどの程度かを既往の研究等を含めて検討した。
- ④ ③の結果を受けて、フィルダム基礎の変形予測をより精度よく実施するための現状での対策と今後の検討項目を示した。

キーワード: フィルダム, 変形解析, 原位置変形試験, 底設監査廊

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

フィルダム研究室 御中

No. 2

No. 2

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2646号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

⑩