

土木研究所資料

ダム構造研究室室内研究会

— 資 料 集 —

昭和 56 年 2 月

建設省土木研究所

ダム構造研究室

Copyright © 55年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

まえがき

研究者には多かれ少なかれ孤独癖がある。これがこうじると“隣は何をする人ぞ”ということになる。理学の分野ではしばしばこのような方式で正解に行きつく。しかし工学の分野ではこれはかなり難しく思われる。なぜならば工学では、実用の供を第一の目的とする限り、その時点での相応の解を常にもとめられる。そしてその解が真の解でない以上、複数個存在しても一向におかしくない。この中から最良の解を選択するには、問題に対する広範な知識と経験が必要であり、研究者が孤独であると、方向音痴の解につき進む恐れがないとは言えないからである。特にダムのような経験のウェイトの高い分野ではこの感を深くする。

さて研究室の現状を見るに、広範な問題を少ない人数でこなすとなると、みかけ能率的にみえる“孤独の世界”へ室員を追い込んでいるように見える。

この反省から、室内に勉強会なるものを組織することにした。この第1の目的は研究室の横のつながりを良くし、ダムの分野における問題点の所在を広範に修得して貫うことにある。第2には、比較的研究の発表の場の少ない若い研究員にいかに要領よく自分の成果を発表するかという技術の鍛練の場を与えることにある。

この勉強会は月2回を目標に、昭和55年正月を期して初められ、昭和55年中に19回行なっている。本資料は勉強会に提出された資料を、その折の討論も踏えてまとめたものである。これらの資料を印刷し残すことにより、現場技術者諸氏の参考に供せられることもさることながら、現在のダム分野での研究のすう勢を知る上で役立つと信ずる。

この勉強会は未来永劫に続けていく所存であるが、これをスムーズに運営して行くには室員の協力もさることながら、計画、実行して行く裏方の幹事役の努力は大変である。この意味で永山研究員の労に感謝する。

昭和56年2月

ダム構造研究室長 水 野 光 章

執 筆 担 当 者

水 竹 齊 永 安 依 矢 白 片

野 村 藤 山 田 光 沢 江 平

光 公 孝 成 春 克 健

章 郎 三 功 夫 実 敏 造 博

目 次

1. コンクリートダムの温度応力解析	
(第1回勉強会、55年1月14日)……担当：永山……………	1
2. 岩盤のダム基礎としての取扱い方	
(第2回勉強会、1月28日)……担当：斉藤……………	10
3. 重力ダムの動的解析(第3回勉強会、2月19日)……………	担当：依光…………… 15
4. ダムの地質について(第4回勉強会、2月25日)……………	担当：竹村、永山…………… 19
5. 河川砂防技術基準案について(第5回勉強会、3月10日)……	担当：永山、安田…………… 25
6. 重力ダムのせん断安全率に関する一考察	
(第6回勉強会、3月24日)……担当：水野……………	30
7. 河川砂防技術基準案について(その2)	
(第7回勉強会、4月7日)……担当：永山、安田……………	47
8. 中空重力ダムの設計 — 横山ダムの事例 —	
(第8回勉強会、5月12日)……担当：依光……………	48
9. コンクリートダムの温度応力解析について	
(第9回勉強会、5月26日)……担当：矢沢……………	57
10. コンクリートダムの嵩上げ(第10回勉強会、6月2日)……	担当：安田…………… 66
11. 基礎岩盤の一般的なグラウチング計画及び施工と大川ダム	
の特殊(スリーブ)グラウチングについて	
(第11回勉強会、6月16日)……担当：斉藤……………	73
12. アーチダムの設計(第12回勉強会、6月30日)……………	担当：永山…………… 82
13. 田瀬ダムのゲート応力解析(第13回勉強会、7月28日)……	担当：依光…………… 89
14. アーチダム低水位時地震応答及びアーチダム三次元解析	
(第14回勉強会、8月25日)……担当：白江……………	90
15. YHPミニコンの操作方法について	
(第15回勉強会、9月9日)……担当：片平……………	104
16. No Tension 解析について(第16回勉強会、10月6日)……	担当：矢沢…………… 116

1.3.2 ダムコンクリート内の温度履歴の把握

ダムコンクリート内の温度履歴を求める方法として、現在のところ①埋設温度計による実測解析、②Carlsonの方法や有限要素法による数値解析があげられる。

埋設温度計には、熱膨張によるひずみゲージのひずみ量の変化を電気抵抗の変化としてとらえるものが一般に広く用いられており、外寸約15cmの棒状を呈しており、一般には、図1-2のような形で埋設される。コンクリートの温度応力解析を行うための温度履歴の測定を行うためには、現在のような散在的な埋設方法では十分なデータが得られにくく、もっと集中的な測定が必要であろう。また、埋設、計測方法を含め、データの信ぴょう性にはいま一つ欠けるところが見受けられる。

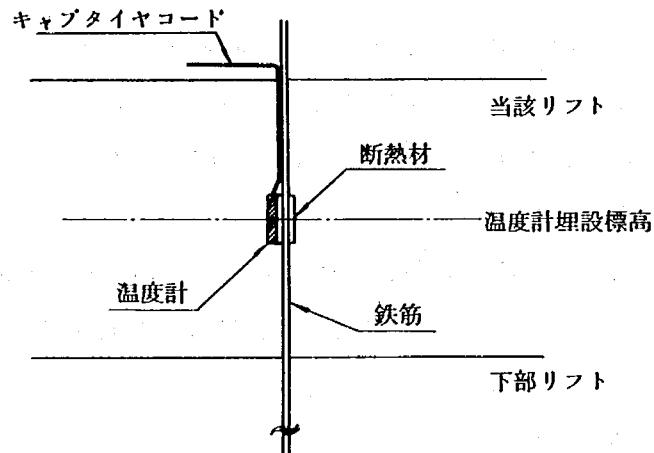


図1-2 温度計埋設方法

数値解析法としては、一次元差分法を2次元に拡張したCarlsonの方法や、有限要素法などがあげられる。これらの解析法はいずれも次の熱伝導方程式に基づいている。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{k}{\rho c} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \right) + \frac{Q}{\rho c} \quad \dots\dots\dots(1)$$

従って、解析精度は熱伝導率 k 、比熱 c 、コンクリートの発熱量 Q 、コンクリートの単位体積重量 ρ などの物理量の与え方によって大きく影響される。ダムコンクリートの熱的性質については多くの文献に多々述べられているが、実際に適用してみると、解析値と実測値との照合があまりよくないのが一般である。一般的には数値解析による温度上昇の方が、実測値よりも低い値を与えることが多い。

図1-3は実測値と解析値がよく合致した一例である。

1.3.3 ダムコンクリート内の温度応力の把握

ダムコンクリート内の温度応力を求めるにあたって最も問題となるのは打設して間もない初期材令コンクリート内の温度応力の大きさとその分布の把握である。このような状態はコンクリートの硬化に伴う弾性係数の変化、クリープの影響、コンクリートの自己成長などの複雑な要因がからみあって、計測、数値解析上ともに大きな困難を伴っている。しかし、このような時期は、内部拘束によるクラックの発生時期でもあり、また冷却時の外部拘束による引張応力の発生を抑制する圧縮応力の備蓄期でもあり、この時期の温度応力の把握は温度規正上重要な課題となっている。

ダムコンクリート内の温度応力を求める方法として、現在①埋設ひずみ計、応力計による実

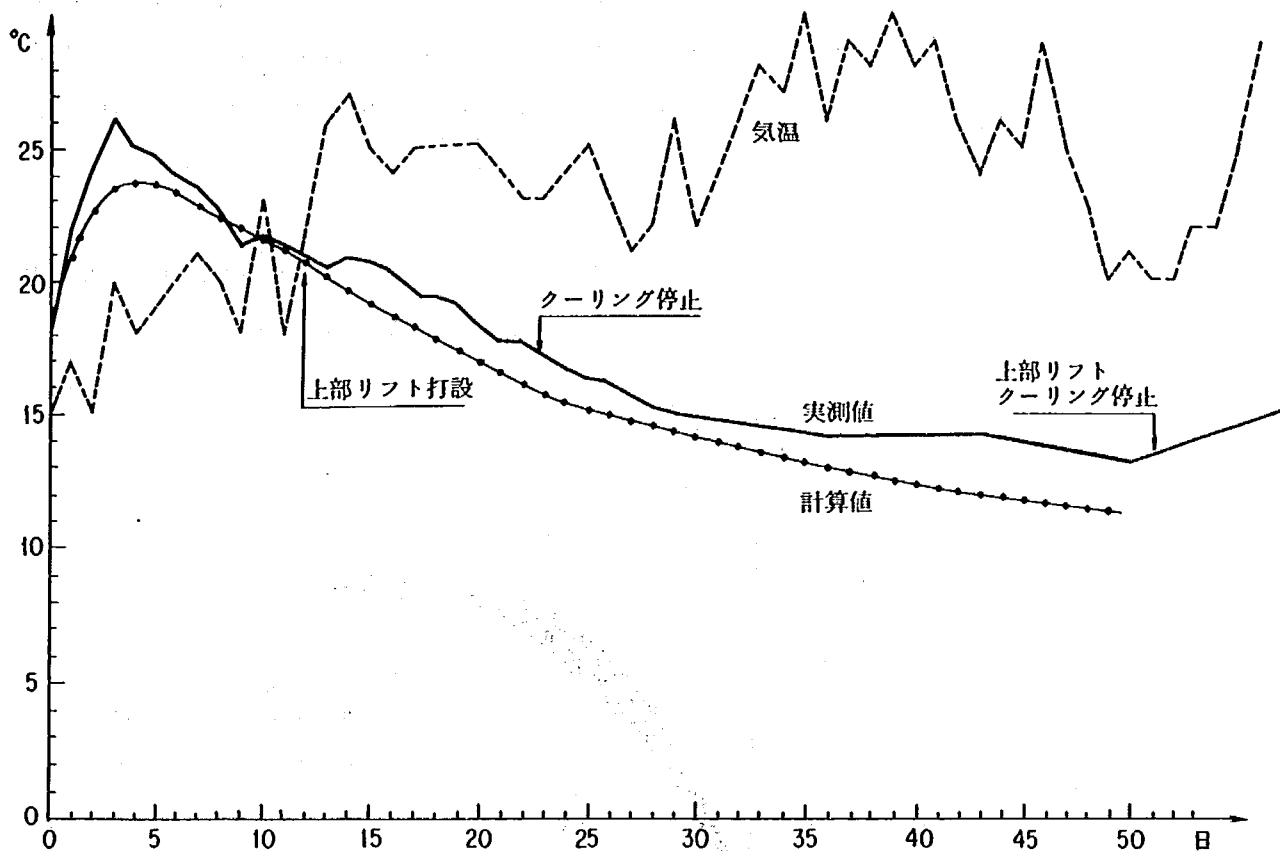


図 1 - 3 温度履歴解析・実測値と計算値の比較

測解析、②有限要素法による数値解析があげられる。

埋設ひずみ計、応力計の精度は必ずしも高くない。これには埋設、測定方法に問題があるものと考えられている。またひずみ計からの応力換算には弾性係数の経時変化、クリープ、コンクリートの自己成長などが大きく影響し、また、応力計は引張応力が測定しにくいという欠点を有している。

数値解析法としては有限要素法があげられるが、解析精度はやはり上記の物性値の与え方によって大きく影響され、十分な精度は得がたいのが現状である。

1.3.4 温度応力の発生機構

温度応力は外部拘束、内部拘束という2つの機構に基いて発生する。外部拘束による温度応力とは図1-4に示すようにコンクリートの温度変化による変形が外的に拘束されることによって発生する温度応力である。内部拘束による

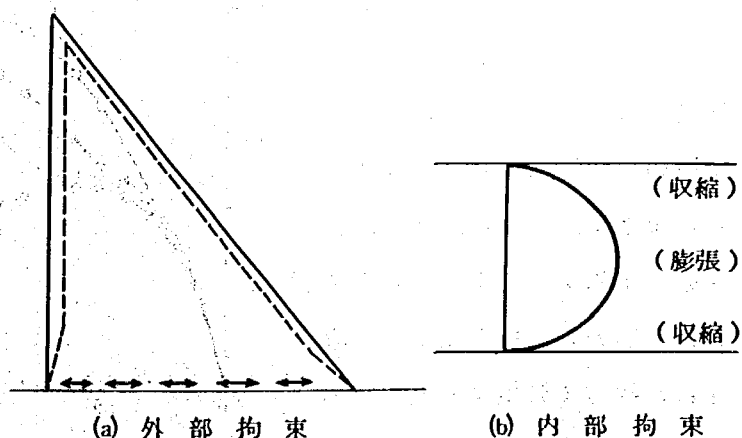


図 1 - 4 外部拘束と内部拘束の概念

温度応力とは、図1-4に示すようにコンクリート内部の温度変化の差によって内部的に変形が拘束されることによって発生する温度応力である。これから明らかなように、外部拘束によるクラックは、ダムコンクリート全体が冷却された時点で発生し、内部拘束によるクラックは、ダムコンクリート内部が温度上昇している時期に発生するクラックであるといえることができる。

1.3.5 温度履歴の数値解析

ダムコンクリートの温度履歴と打設速度、クーリング方法との関係を Carlson の方法を用いて検討した。結果を図1-5から図1-7に示す。これらの結果をまとめると次のようになる。

- ① 打設速度（打設リフト高と打設間隔の比）が一定であれば、打設リフト高の差による温度履歴の差は比較的小さい。
- ② 打設間隔は、コンクリートの温度履歴に大きな影響を及ぼす。一般には打設間隔が長いほど温度上昇は小さくなる。
- ③ バイブクーリング、ブレクーリングは、コンクリートの最高温度を低減する。バイブクーリングとブレクーリングの差は、最高温度以降に温度低下をもたらすかどうかにある。

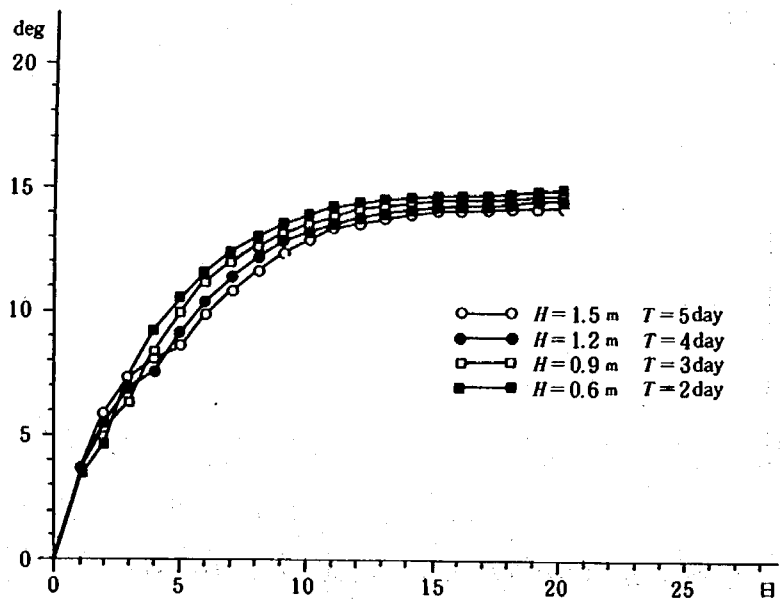


図1-5 打設速度一定とした場合の一般リフトの平均温度の履歴（クーリングなし）

1.3.6 温度応力の数値解析

(1) 外部拘束度

外部拘束度による温度応力の算出法は外部拘束度という概念を用いて無次元化して取扱うことができる。外部拘束度とは、温度降下によって実際に発生する温度応力と変形を完全に拘束された状態で発生する温度応力の比であり次式で表わされる。

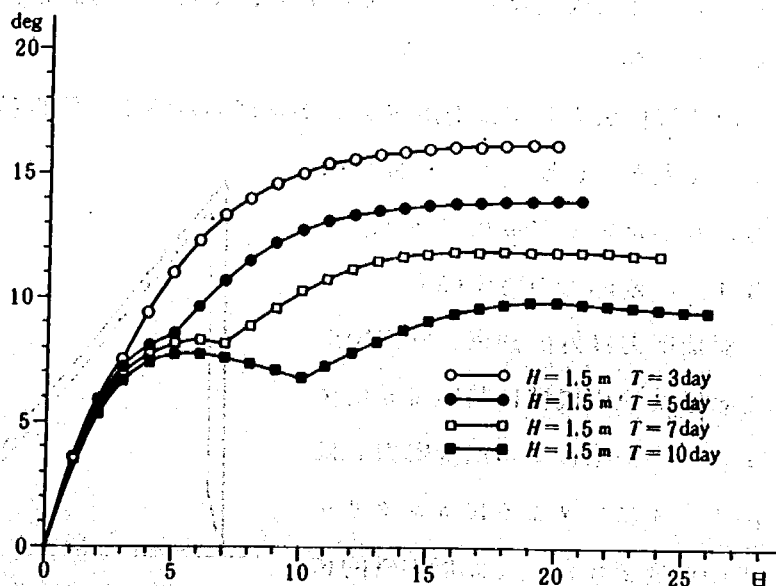


図1-6 打設速度と一般リフトの平均温度の履歴（クーリングなし）

$$R = \frac{\sigma}{E_c \alpha \Delta \phi} \dots\dots(2)$$

ここに、 E_c はコンクリートの弾性係数、 α はコンクリートの熱膨張率、 $\Delta \phi$ はコンクリートの温度変化量である。

外部拘束度は、コンクリートの岩盤の弾性係数の比とコンクリートブロックの高さと長さの比の関数であり、有限要素法によってこれを求めると図1-8のようになる。これより次の結論が得られる。

- ① 岩盤の弾性係数が小さいほど外部拘束度は小さくなる。
- ② コンクリートブロックの高さと長さの比が大きいほど、外部拘束度は小さくなる。

②の結論は重要である。すなわち、外部拘束度はブロックの長さには直接関係せず、ブロック形状が相似であれば、外部拘束度の値は同一である。従って、従来不利と考えられていた長大レヤは必ずしも外部拘束上不利には作用しない。

(2) 内部拘束度

通常の打設方法（リフト高 1.5 m、打設間隔 5 日）に従った場合の内部拘束による温度応力の変化をクーリングの方法に関して比較した結果を図1-9から図1-11に示す。

ここでは便宜上コンクリートは弾性係数が経時的に変化する完全弾性体として取扱っている。これより次の結論が得られる。

- ① 外気温を一定とした場合は、内部拘束による温度応力は必ずしも問題とならない。
- ② 上部リフトが打設されるまでは外気温の変化と関連してリフト表面の温度応力は引張応力となる可能性が極めて高い。この場合人工クーリングを行ってコンクリート表面と内部の温度差を小さくするのが有効である。

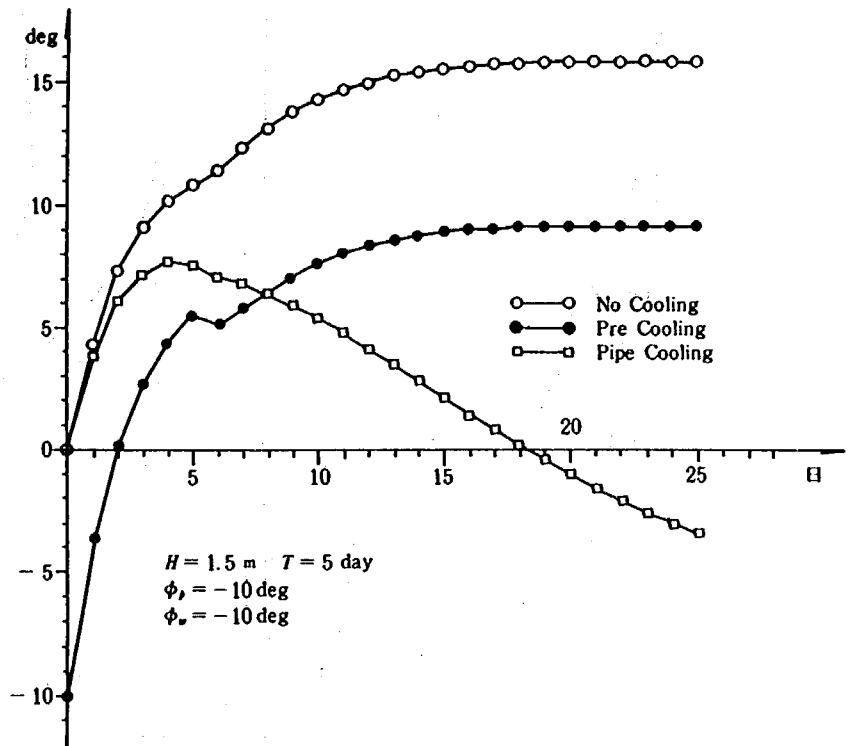


図1-7 クーリングの方法による一般リフトの平均温度の履歴の比較

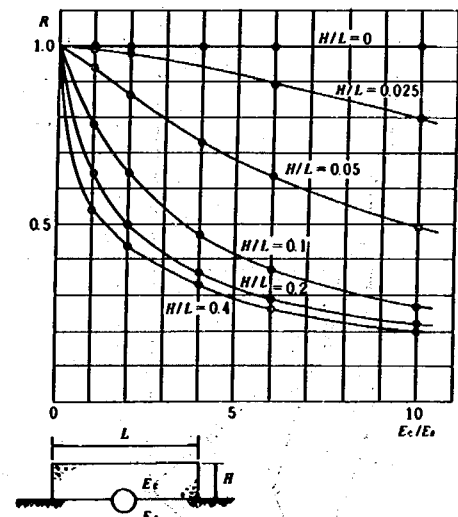


図1-8 種々の H/L に対する E_c/E_s と外部拘束度の関係

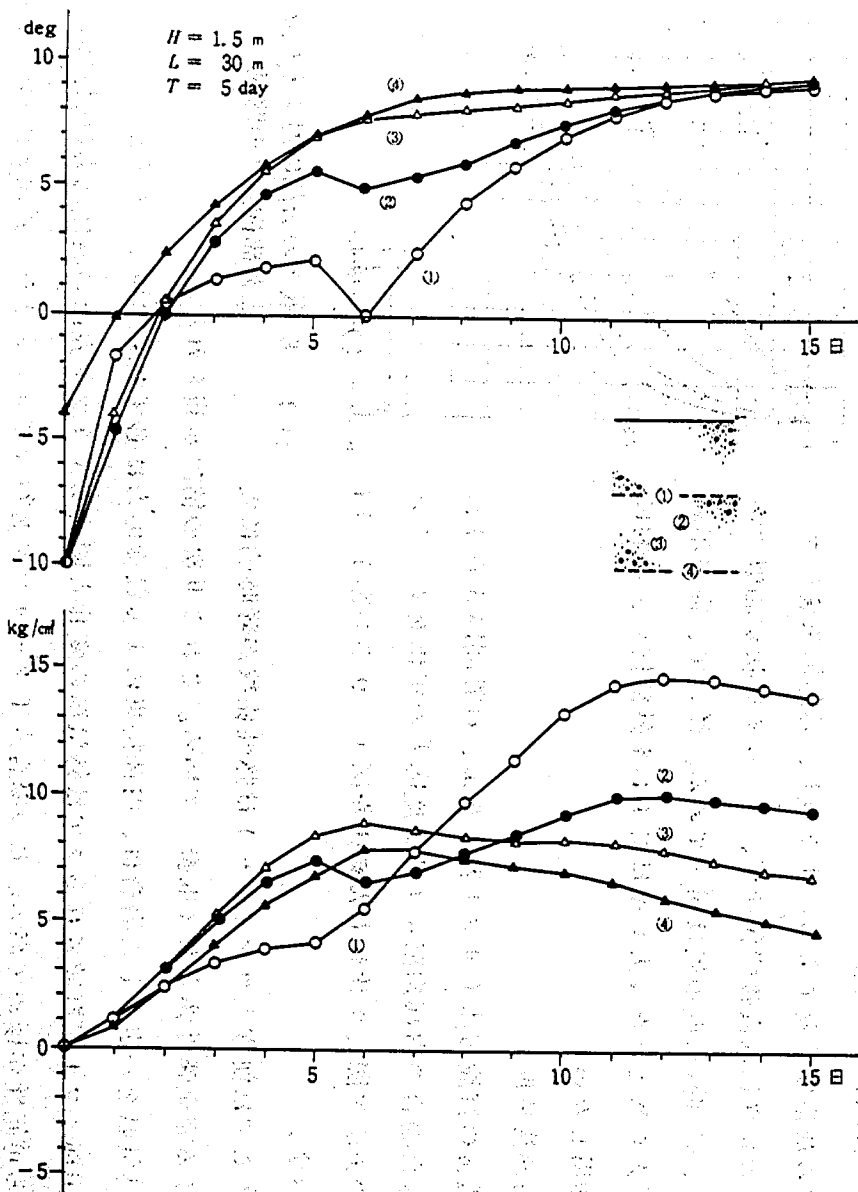


図1-10 一般リフトの温度応力履歴（プレクーリング）

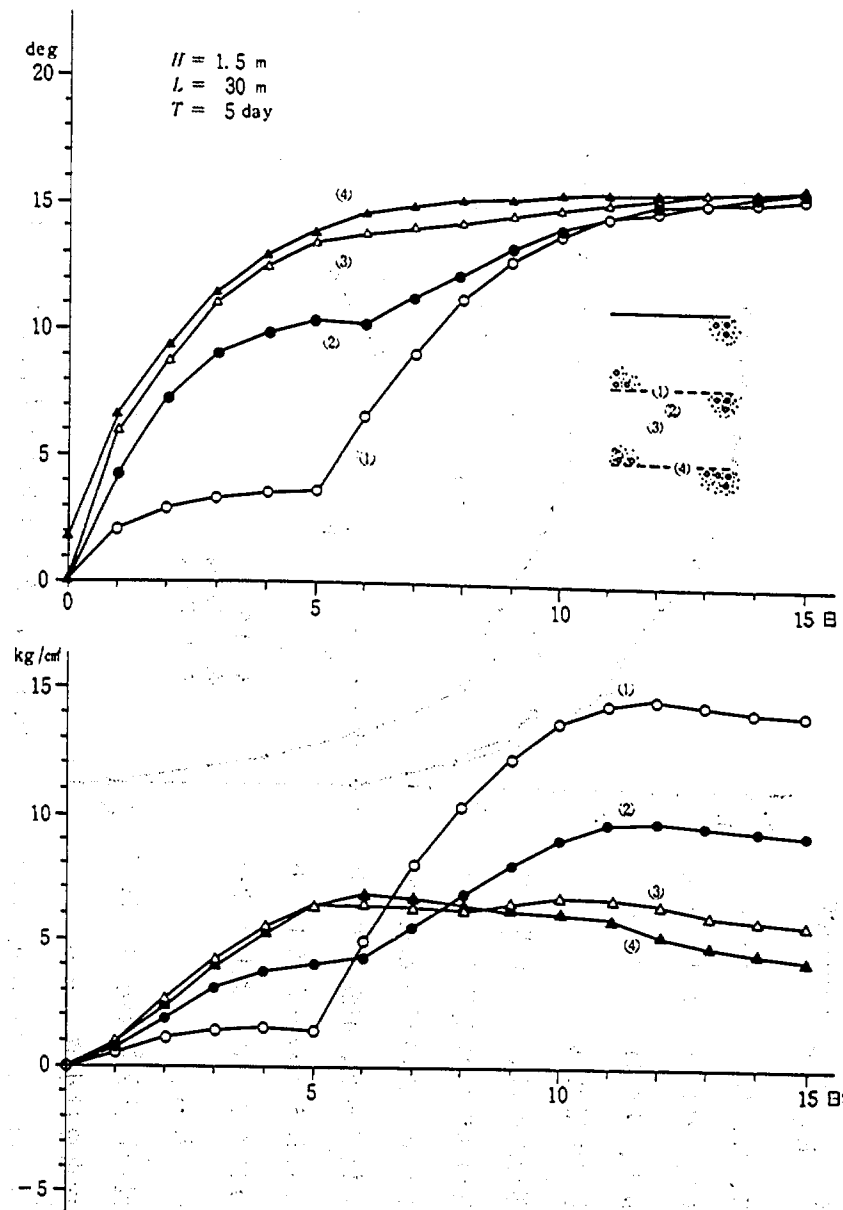


図1-9 一般リフトの温度応力履歴（クーリングなし）

③ 長期のパイプクーリングはコンクリート内に温度低下をもたらし、これによってコンクリート内部に引張応力が発生するので注意を要する。

1.3.6 クラックの発生が堤体の応力分布に及ぼす影響

やむを得ずしてコンクリート内に温度応力に基づくクラックが発生した場合の力学的影響について検討してみよう。この場合、上流面にぬけるクラックは間隙水圧の上昇をもたらし、ダムが一体として働くのを阻害するため論を待たない。

ここでは、図1-12

から図1-13に示す

ようにダム堤体を2つに分断するようなクラックを想定した。このうち、図1-12はクラックが遊離石灰などで充填されることを想定して、クラックにある程度応力伝達能力をもたせた場合で、図1-13はクラックが全く応力を伝達しないとした場合である。

図は、鉛直応力の分布を示したものであるが、これより明らかなようにある程度発達したクラックでも堤体応力に大きな影響を及ぼさないことがわかる。しかし、ここでは間隙水圧の影響が考慮されていないため、その安定性を確実なものにするためには、さらに詳細に検討を行う必要がある。

いずれにせよ軽微なクラックほど堤体応力分布に及ぼす影響は小さく、従って発生したクラックはそれ以上進展しないような処理が必要である。

1.4 まとめ

ダムコンクリートの適切な温度規正を行うためには、外部拘束、内部拘束による温度応力を

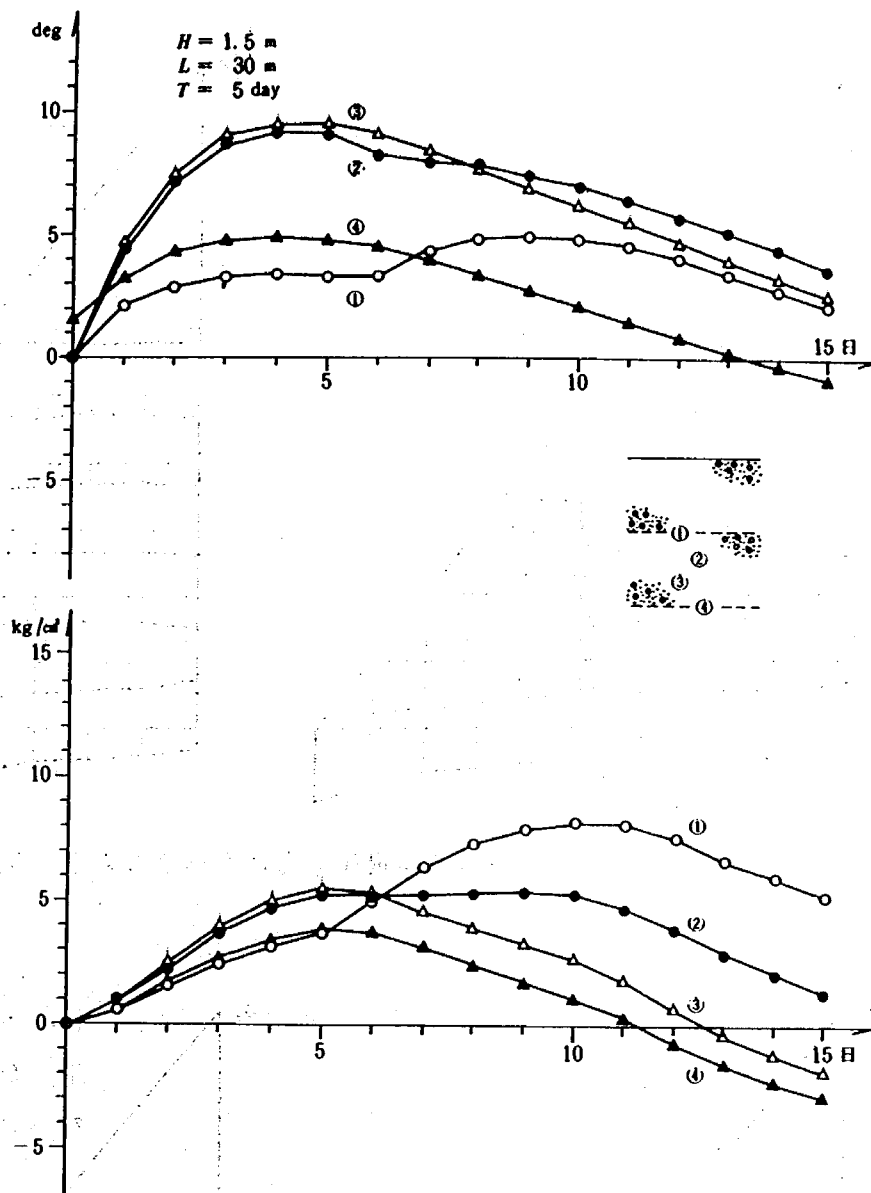


図1-11 一般リフトの温度応力履歴（パイプクーリング）

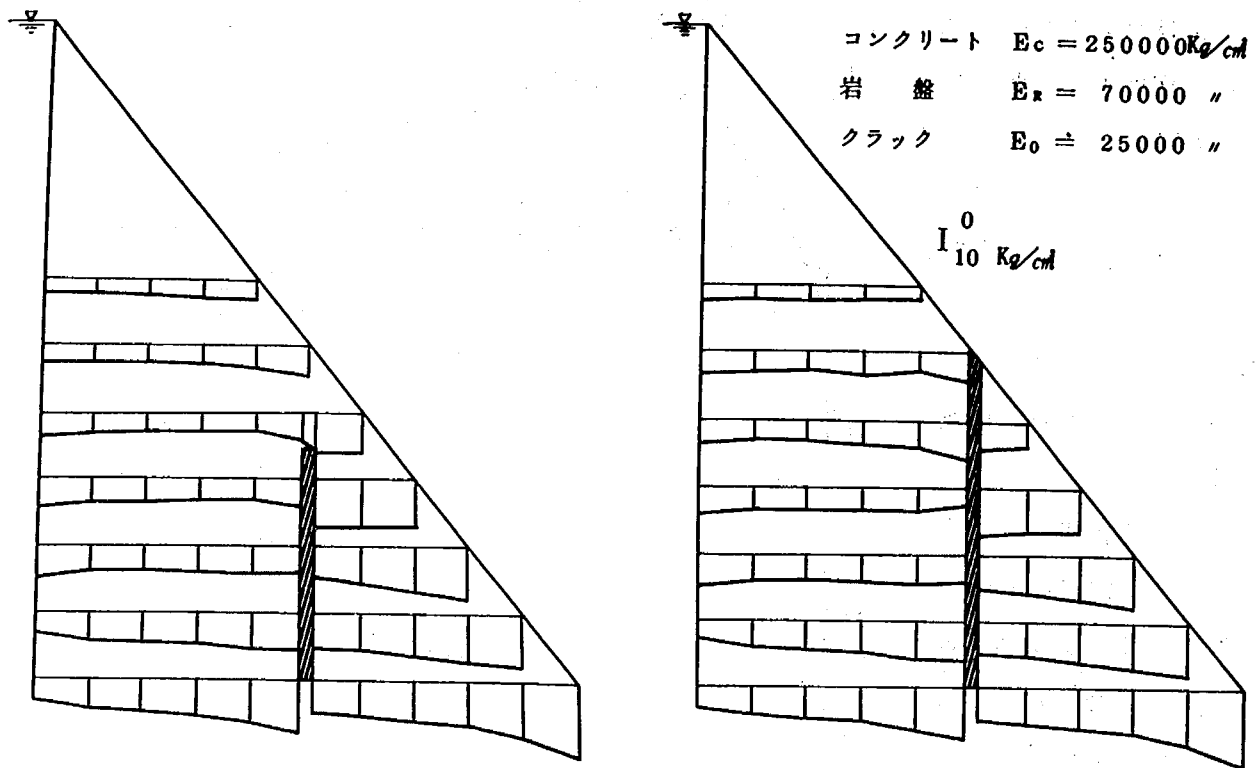


図 1-12 クラックが堤体応力に及ぼす影響（鉛直応力の分布）

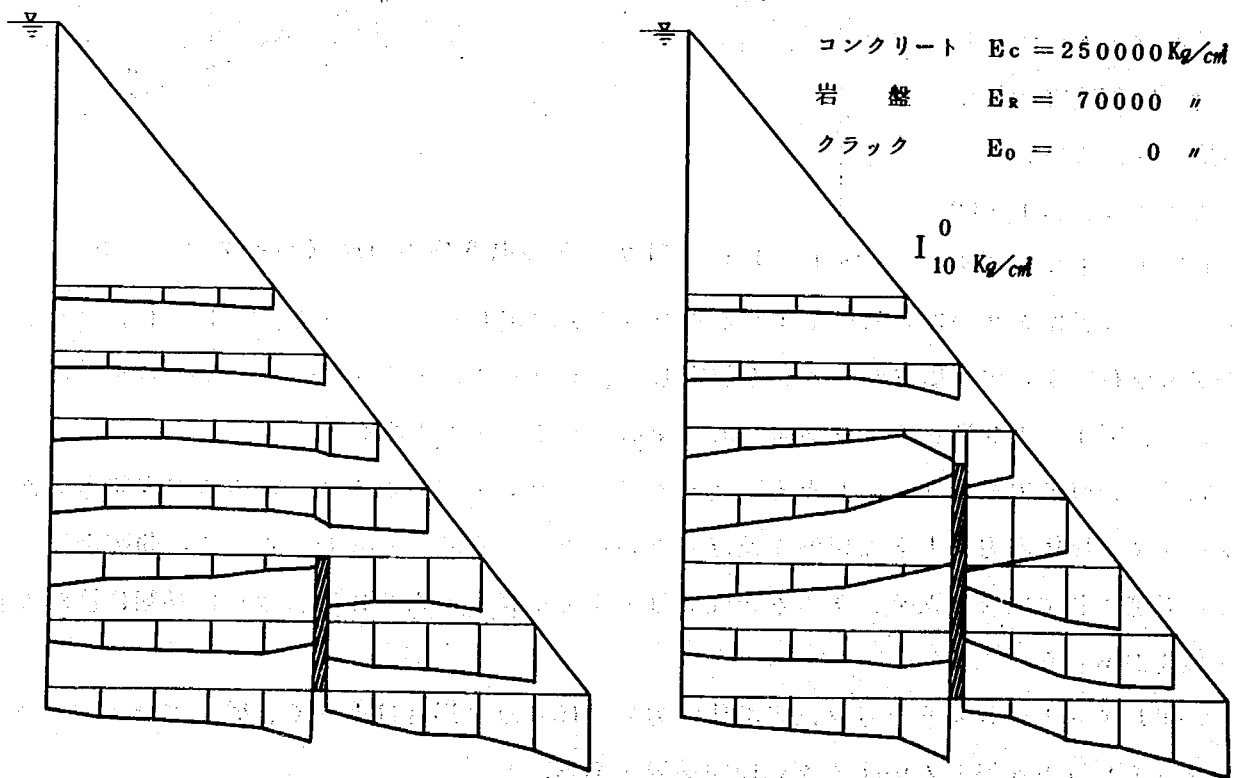


図 1-13 クラックが堤体応力に及ぼす影響（鉛直応力の分布）

共に考慮しなければならない。外部拘束に対する配慮としてはパイプクーリング、ブレクーリングを行って最高温度を上げないことが望ましいが、外部拘束度は打設高が高いほど小さくなることから、今後はこの点に着目して温度規正を再考する必要があると思われる。内部拘束に対する配慮としては表面と内部の温度差を小さくするような温度規正を行う必要があるが、これにはパイプクーリングおよびブレクーリングが望ましい。ただし長期のパイプクーリングはコンクリートの温度低下をもたらす必ずしも好ましくない。

やむを得ずして発生したクラックはその規模が小さければ堤体応力に大きな影響を及ぼさないと思われるが、これに関しては間隙水圧が大きく影響するので止水性を併せて総合的に判断する必要がある。

1.5 今後の問題点

勉強会では次のような討論が行われた。これらについては今後検討を加えていきたい。

- 1) コンクリートの乾燥収縮によるクラックと温度応力によるクラックはどちらが重要となるか。
乾燥収縮の影響はダムコンクリートの内部までは達しないと考えられるが、表面付近では $5 \sim 6 \times 10^{-4}$ の収縮ひずみが生じるはずであり、これをどのように把握解釈すべきであるか。
- 2) 内部拘束によって発生したクラックが発端となって、これが外部拘束によるクラックに発展する可能性が高いと考えられるが、これを解析的に捉えられるか。
- 3) 軟弱な岩盤においてはコンクリートダムの収縮によって、基礎岩盤が逆に引張られて、着岩部上下流端付近にクラックが生じるといった事例もある。今後はこのような点も加味して解析を行ってみる必要もある。

参考文献

永山、矢沢「コンクリートダムの温度応力に関する考察(I)」土研資料1558号

2. 岩盤のダム基礎としての取扱い方(第2回勉強会1月28日)

2.1 概 要

ダムを計画するとき、ダム形式の選定が行われる。その場合基礎岩盤の評価が重要な要素の一つとなる。ダム基礎岩盤が外力を受けたとき、その変形がダム本体に有害な影響を及ぼさない範囲にとどまり、かつ破壊に対して十分な安全性が保たれなければならない。更に岩盤の浸透流が本体と基礎岩盤の安定に悪い影響を与える様なものであってはならない。したがって、ダム基礎岩盤の評価は、ダムの計画と密接な関係にあり、基礎岩盤を構造物の一部とみなして差し支えない。近年、地質条件の良くないところにもダムの建設が要求されるようになって基礎の安全性については一層の綿密な検討が行われるようになった。これを受けて当研究室でも、軟弱岩盤の基礎処理法に関する調査試験という課題のもとに、この種類の岩盤の物性についての諸調査と合理的な対処方法を研究している。

2.2 現在のダム基礎岩盤の力学的取扱いの体系

① ダム基礎としての岩盤の種類

通常的基础岩盤は堅い岩塊とキレツとから成り、このキレツにゆるみのないものは、岩塊のかみ合わせ効果が良くきいていて個々の岩塊の移動や回転が起こりにくいいため、ダムからの荷重が作用しても、各岩塊の側方拘束が強いために岩盤としても極めて良好なものである。しかし、キレツ面にゆるみが生じてくるとそこから次第に風化が進み、キレツ面にも粘土などの狭雑物を有する様になり、岩盤としての強度、変形性ともに劣ってくると考えて良い。これらの岩盤は概して火成岩は別として地質年代的には第3紀中新生より前に生成堆積されたものである。

上記以後に生成された岩盤は、その後の堆積深さが余りないため上載荷重が少なく、一般に固結度が小さく、岩盤としての強度、変形性等に問題のある場合が多い。しかし、岩石自体が堅いものではないため、キレツは発達していないことが多い。このような岩盤を軟岩と称して最近では、この種類のものについてもダムの基礎として検討される様になっている。

② ダムからの荷重と岩盤

ダムは、他の構造物に比較して巨大であり、岩盤に加わる荷重も膨大となるが、支持する基礎面も著しく大きいので、それによって生ずる応力は、それ程大きいものではない。ただし、構造物自体が巨大であるため、その全応力に対しての占める割合は他の構造物に比してかなり大きい。

③ ダム基礎としての岩盤の安全性

岩盤は、節理やキレツがあるためと考えられるが、圧縮強さに比べて、せん断強さははるかに小さい。しかし、実物ダムから生ずるせん断応力は、圧縮応力に比べてさほど小さくはないので、基礎岩盤に作用する実応力が最大となるダム着岩付近のせん断に対する安全性の検討が重要となる。このようなせん断に対する力学的な検討は、Hennyによって提唱されたせん

断まさつ安全率を所定の値にする方法で行われている。

④ 岩盤の工学的評価

岩盤の工学的な評価には、まず、その岩盤の良否に応じた分類をするいわゆる岩級区分をする必要がある。その判定には、土木学会の岩級区分の基準に基づいて行われるが、それと同時に現地で行われている原位置変形試験、せん断試験及びその他の物性試験の測定値が、その評価判定への重要な検証資料となる。また、岩盤の中に断層、破碎風化の著しい部分、変質帯などのいわゆる軟弱層がある場合、その規模と存在する位置によってはダム安全性に著しい悪影響を及ぼす場合があり、その弱層の構成材料、物理的性質については、岩級区分とは別に十分な調査がなされなければならない。

⑤ 岩盤の応力解析

基礎岩盤の状況は、最近では調査法も進み、かなり精度良く明らかにされるようになっていく。しかし、岩盤全体としてダムからの荷重に対してどのような応力状態にあるかを精度良く評価することは難かしいことである。最近、有限要素法の発展により弾性問題として、2次元、3次元的には容易に解析されるようにはなっているが、弾塑性及び粘弾性的なプログラムはその確かな性状を把握することが困難で未だ開発されていない。

2.3 基礎岩盤の評価

① 岩盤分類

ダムサイトの予定地点がほぼ決まりかけてきた段階で、地質条件に応じた基礎岩盤の評価、判定が必要となる。実際のダム基礎としての岩盤は3次元的な大きな広がりをもったものであるが、岩石の風化度、節理、断層、破碎帯などの存在が多様であり、場所、方向により諸性質が異なるものである。しかし、実際には各種の調査及び試験は、時間的にも経済的にも限度があり、限られた調査及び試験の結果からダム基礎岩盤全体の工学的性質を評価しなければならない。

岩盤の力学的性質は岩石の硬さ、キレツや節理の割れ目の頻度、状態に応じて多様に変化することが解っている。したがって岩石の硬さ風化程度により判定した分類、割れ目の頻度とその状態による分類から岩盤の評価を行う岩級区分法（土木学会）が一般に用いられている。

② 岩盤試験

岩盤区分法を適用するときに、上記のように局所性が著しいので、岩級区分と力学的性質の対応性は必ずしも十分ではない。したがってこの対応性をとる努力が原位置試験を各岩級区分に応じて行われることによってなされることになる。

岩盤試験には、原位置試験とボーリングコアなどを用いる室内試験がある。軟岩などの割れ目の無い岩盤は、室内試験でもある程度の物性は把握できるが、先の項に述べてある様に、一般に岩盤は割れ目の頻度とその状態に物性が大きく支配されるため、その影響をなるべく取り入れる必要があるため、ダム基礎岩盤では、ほとんど原位置試験が行われる。一般に各岩質、岩

級区分毎に岩盤試験を行い、その結果と岩級区分を結び付けることによってダムサイト全域にわたる基礎岩盤の力学的性質を把握し評価する方法がとられている。しかし、試験の結果は試験範囲がダムサイト全域からみれば、ほんの一部分であり、その局所性に影響されることは明らかで、いかに、岩級区分の精度を上げることが難かしいことか解る。したがって最近では、岩盤試験の他に、横坑内弾性波（P波、S波）測定値、ボーリングコアRQD値、ルジオン値、シュミットハンマー測定値を利用することによって、岩盤試験値との対応関係をとることにより、より精度の良い岩級区分の評価が行われるようになってきている。

③ 岩盤の変形性

ダムの基礎岩盤の変形性の測定法としては、動的なものとして弾性波法、静的なものとしてジャッキ法がある。現在、ダムの設計に採用している基礎岩盤の弾性係数を求める方法としては、ジャッキ法が一般的に広く行われている。この方法の荷重伝達板には2種類あり、等分布载荷を目的にしたフラットジャッキを用いるものと、等変位载荷を目的にした剛体円板を用いるものがあるが、最近では、载荷装置の規模（直径80cm）と重量の大きいフラットジャッキに代って、軽量で運搬移動も簡便な剛体円板（直径30cm）が広く用いられるようになってきている。

岩盤は、先にも述べている通り岩石とキレツから成り、キレツの頻度をその状態によってそれぞれ特徴ある挙動を示すことを考慮するならば、このキレツは試験面になるべく包含させることが、岩盤としてのより実際的な試験値を得ることになる。したがって、理想的には直径80cmのフラットジャッキが望ましいといえる。フラットジャッキも载荷面積が大きいことと、試験面に等分布荷重载荷なので、剛体円板式ほど試験面の不陸は問題にならないが、何といても装置の規模が大きいと重量が嵩み、取扱いが著しく不便であると同時に通常の調査横坑では拡張しなければ試験ができない。したがって、剛体円板式に比較して経費が著しく嵩むことになり、特にキレツ性に留意しなければならない変形特性を測定する必要がある以外は一般的な方法とはいえない。

試験法で次に最近問題となり特に考慮されていることは、横坑掘削にともなう岩盤表面のキレツのゆるみを除去する必要があることである。この横坑掘削にともなうキレツのゆるみは、一般的な岩盤の変形特性と考えられている変形係数と弾性係数の差を本来以上に大きくし、特に良好な岩盤では弾性係数も低く測定される懸念もあり、この影響を避けるためには、試験予定の横坑表面から30～50cm程度は手掘でいねいに除去する必要がある。

④ 岩盤の強度

岩盤を構成する岩石の圧縮強度は、ダムから発生する応力に比較するとかなり大きく、岩盤がそれによって圧縮で壊れることはほとんどない。普通ダム基礎では岩盤の強さとして求められるのはせん断強度である。この強度も変形性と同様に割れ目の影響が支配的で、割れ目の頻度、状態によって相当大幅に異なるものである。一般にせん断強度は母岩の岩石の強さに比例

し、割れ目の数に反比例すると考えてよい。

強度を知る方法としては、ダム基礎では原位置せん断強度試験が行われている。原位置試験には、ブロックせん断試験、ロックせん断試験、特殊なものとして三軸圧縮試験がある。通常はブロックせん断試験が行われることが多いが、破碎風化の著るしい場所や断層、弱層などの所では、試験面成形が難かしく岩盤を緩めてしまう恐れがあり、ロックせん断試験が行われることが多い。また、良好な岩盤では、コンクリートブロックでせん断破壊が起こることがあるが、このような岩盤の強度を求めたい場合も、ロックせん断試験が行われることがある。

一般にせん断強度は、岩級区分が割れ目の頻度とその状態のインデックスによるものとしてゐるため、その対応性は比較的あると考えてよい。ダム基礎岩盤全体のせん断強度の分布を把握し設計値を決定することは、岩級区分と原位置せん断試験を対応させ、加えて変形試験、弾性波測定値などとの相関性を検討することである。試験結果と岩級区分との対応性を良くするためには、通常、試験終了後、せん断破壊面を再度良く観察し、岩級区分の見直しを行うことも必要であるが、試験そのものの良否も十分検討しなければならない。即ち、せん断載荷ジャッキ設置誤差及び仮想せん断面の大幅な上下方向の違い等により、ブロックに曲げモーメントが生じ、岩盤せん断面に、引張応力が加わり、実際のせん断強度よりはるかに小さい値で破壊を生じてしまうことがあるからである。このような現象は、ブロックの前後における垂直方向の変位を良く観察すれば判定できる訳で、それによって結果値が、正しいものか、本来の値より小さく出たものか検討できる。

せん断試験の際、ブロックの垂直変位、せん断方向水平変位が観測されるが、この変位には、全ての岩盤にはほぼ共通した特異性がある。これは通常良く知られている垂直変位の浮き上り点である。即ち試験ブロックにせん断斜め載荷を行うと、当初はブロックが沈下を始めるが、荷重の増加にともなうある荷重段階でブロックの浮き上りに転ずる現象を示す。一般にこの浮き上り点を境としてブロックのせん断水平方向の変位も急増する。この現象は、岩盤の初期破壊の一現象と考えられており、現在のダム基礎岩盤の局所安全性の考え方の根拠となっている。

せん断試験の結果はクーロンの破壊条件にかなうものとして整理し、純せん断強度(粘着力)と摩さつ係数(内部摩さつ角)を求める。ここでは、岩盤の複雑な局所性のため、しばしば良好な直線性を示すことは少ない。したがって、先に述べた様な試験地点の岩級区分の再観察、試験の良否についてフィードバックさせて新たな分類による再整理は必要なことである。

先に 2.2 で述べた軟岩(固結度の低い岩盤でまだキレツの発達してないもの)については、火山岩か堆積岩か、また地質生成年代によってその性状が異なるが、硬岩のように、岩盤のせん断強度の試験法及びその結果の評価法も、同一にすることは問題があるが、まだ確立された方法がないため、硬岩の扱いに準じているのが現状である。

⑤ 試験の問題点

原位置岩盤試験の結果を採用して設計値が決められる訳であるが、次の様な問題点もあり、

今後究明を要するものである。

- a. 試験体の寸法は、例えばせん断テストの大きさと、 $60\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ であるが、実際のダムの基礎はこれよりはるかに大きく、試験面に含まれる割れ目よりはるかに規模の多い地層構造、断層、破碎帯などを含んでいることを念頭におかなければならない。
- b. 現在、行われている岩盤試験の荷重速度は、実際のダムにおける荷重の長期性からみると著しく大きいものである。一般に荷重速度が大きいと岩盤の強度は大きいとされている。確かな根拠はないが、これについては我々も、今後の調査研究の要するところである。
- c. 岩盤試験は短時間で終了させたものであるが、実際のダムは長期間にわたって繰返し荷重の作用を受けている。原位置せん断試験において、一例によれば繰返し荷重を載荷したら、単純な載荷の時よりもかなり小さい値で破壊した報告もあり、注目すべきことであろう。

2.4 基礎岩盤の設計

① 強さと変形性に対する設計

ダムの基礎岩盤の安定性は、岩盤地山の厚みが大きく影響するので、この厚みが十分かどうか、ダムの取付位置、地形、地質との関連を十分検討しなければならない。特にアーチダムでは、ショルダーと呼び十分な厚さをとることが行われる。

重力ダムの基礎に断層、弱層などがある場合は、一般に軟弱な部分を適当な深さまで掘削してコンクリートで置換えるプラグ工法が用いられることがある。

重力ダムの基礎全体が余り強くなく、Henny の安全率を確保できない時は、フィレットを設けダムの底幅を増加させて安全性を増加させる。

ダム基礎全般にわたってダム基礎の変形性の抑制、支持力の増加、漏水の防止を目的としてコンソリデーショングラウチングが行われる。

上記のことは一般に行われている基礎岩盤の強さ、変形性に対する安全性向上のための施工法である。これらの設計方法は、コンソリデーショングラウチングを除いては、基礎岩盤を弾性体と仮定して計算される。普通はできるだけ単純化した2次元弾性問題として解析されるが、場合によっては3次元的に扱わなければならない問題もある。岩盤の物性調査法も最近ではかなり進歩しており、かなり解りかけて来ている。岩盤内部にひずみ計を埋設して、変形試験時、せん断試験時のひずみ測定が行なわれ岩盤のキレツ機構は、かなり明確となって来ている。また、岩盤に載荷したときの応力弾性波（アコースティックエミッション）を測定し、岩盤の破壊の様子を解明しようとする試みもすでに行われている。岩盤の本来の性質である弾塑性、粘弾性についても次第に解りかけて来ているが、これらの解析法については、今後の調査研究を要する課題である。

3. 重力ダムの動的解析（第3回勉強会2月19日）

3.1 まえがき

現在、地震時における設計は震度法によっているが、使用される震度は実際に観測される値よりやや小さめなものとなっている。

これに対しては、安全率を大きくとるなどしているため、全体的にかなり余裕をもった設計となっているものの、今後は、実測値に近い加速度あるいは将来起こりうる規模の値を使うなど、より合理的な耐震設計が必要とされつつある。

3.2 解析方法

動的解析法として規格化されたものはなく、必要に応じて各方法を用いているのが現状である。今回、解析法の1つであるEADHIプログラムについて、その有用性を見るため、実測値との比較を行った。

EADHIは、アメリカのChopraらによって開発された有限要素法を用いた重力ダムの動的解析プログラムである。このプログラムは、岩盤で実測された加速度を入力して、堤体各部の応答加速度、変位、応力を求めるもので、入力する動水圧の考え方としてWestergaardとChopraのどちらの理論も使えるようになっている。

3.3 解析結果

これまで、EADHIを用いていくつかの検討を行い、各種の報告書が出されているので、ここでは概要を述べる。（使用する図面は湯田ダム、上下流方向のものである）

解析条件として、鉛直動の扱い、貯水池状態、動水圧評価法について各種組み合わせたケースを行った。

図3-2に実測加速度、図3-3に鉛直動未考慮、Westergaardによる動水圧評価のときの解析応答加速度を示す。これらの結果は、よく合っていると言える。

図3-4に天端での実測加速度を積分して求めた変位、図3-5に解析で求めた応答変位を示す。これらもだいたい合っている。

次に、実測と解析でのそれぞれの周波数応答関数を求めると図3-6、7になる。これらを比べると、ピークの位置が近いという点で似かよっている。

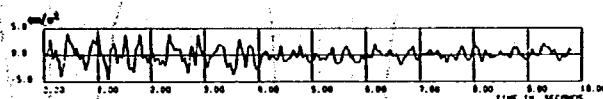


図3-1 実測加速度（岩盤、1976年）

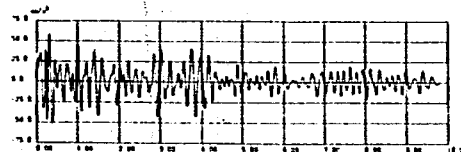


図3-2 実測加速度（天端、1976年）

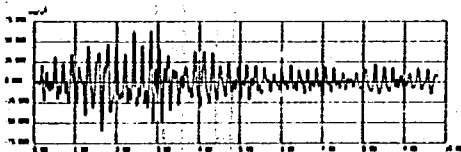


図3-3 応答加速度（天端、1976年）

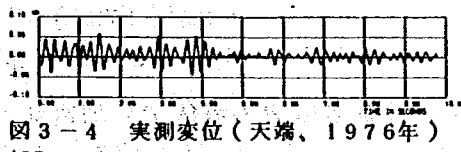


図3-4 実測変位（天端、1976年）

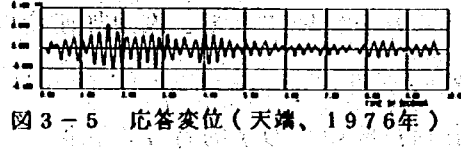


図3-5 応答変位（天端、1976年）

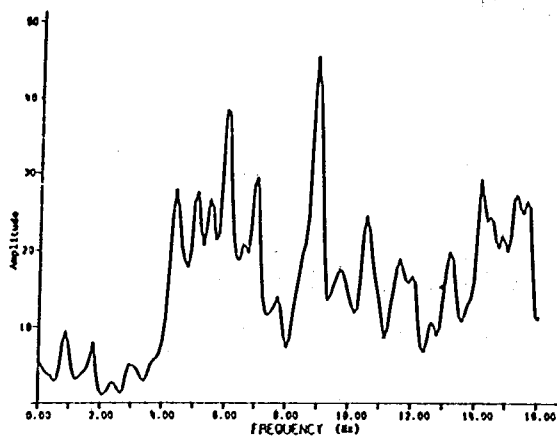


図 3-6 周波数応答関数（実測、1976年）

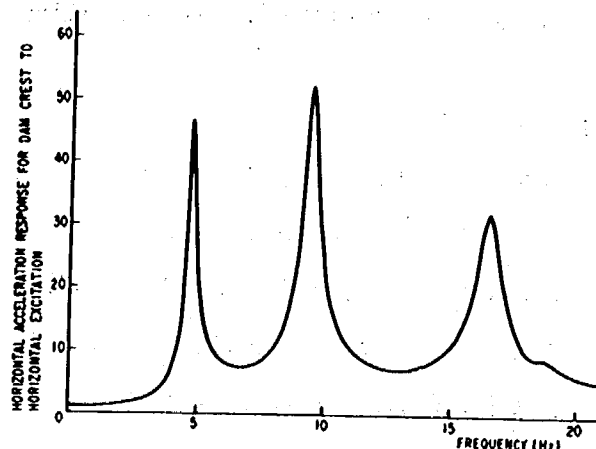


図 3-7 周波数応答関数（解析、1976年）

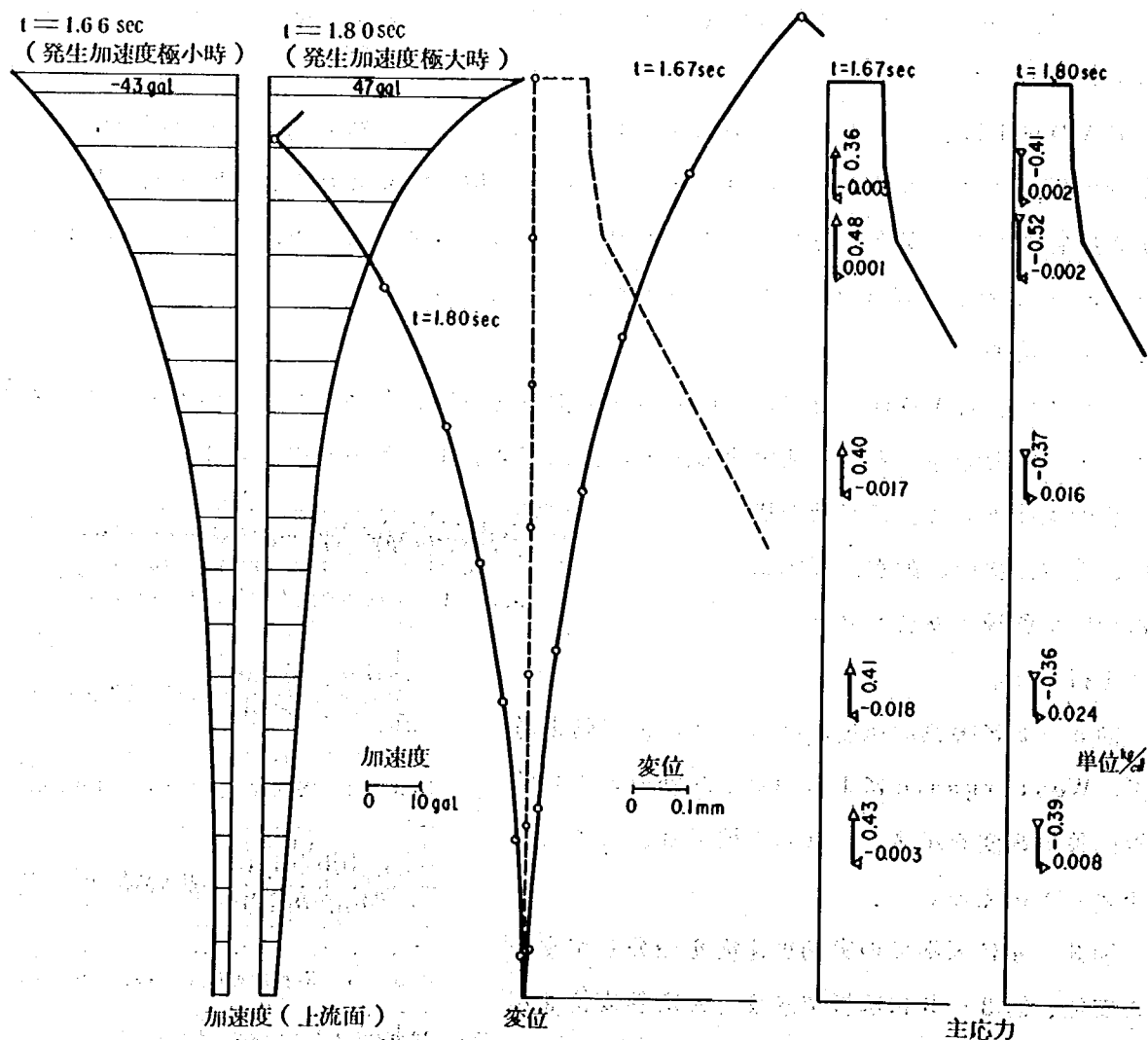


図 3-8 応答加速度、変位、主応力分布図（ $A_{max}=4.7 \text{ gal}$ ）

また、ある時間の堤体での加速度、変位、応力の各分布の一例を示すと図 3-8 のようになる。これらはいずれも、入力加速度の最大が 4.7 gal であるため、大きな応答値とはなっていない。

4. 各地震波の動力学的特性の収集

重力ダムの動的解析プログラムについては、ほぼ完成しつつあるが、そのときの入力波に何を使うかに問題が残されている。そのため、観測された地震波のスペクトル解析を行い、何らかのスペクトルの特徴を持った入力波を作成する準備として、特性の収集を行った。

実測加速度記録は時間領域であり、その波形は二度と同じものが発生するわけではないので、これを周波数領域に変換してスペクトル解析を行う。

① フーリエスペクトル

フーリエ解析法を用いて、元の波がどのような振動数の成分を含んでおり、どの成分の振動が大きいかを示すもので、これによってその地震波が構造物に与える影響を推察する。

図3-9、10は、いずれも0.4 Hzのパーゼンウィンドウをかけて滑らかな曲線にしたもので、ダム基礎の卓越周波数は2.3 Hz（周期 $T=0.45$ sec）で、低周波の入力が多くゆっくり振動している。ダム天端での1次固有周波数は5 Hz前後となっている。

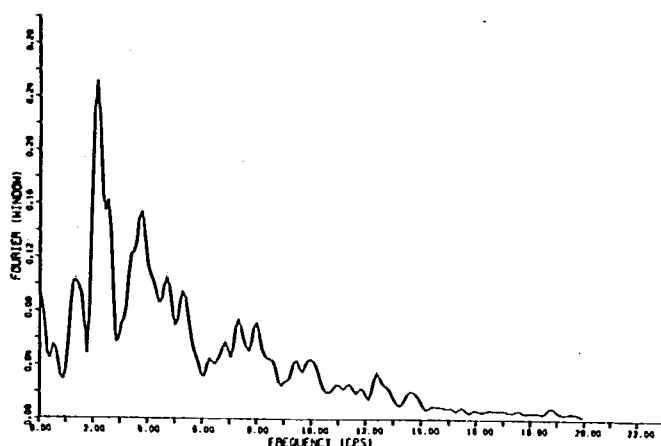


図3-9 フーリエスペクトル（基礎岩盤、1976年）

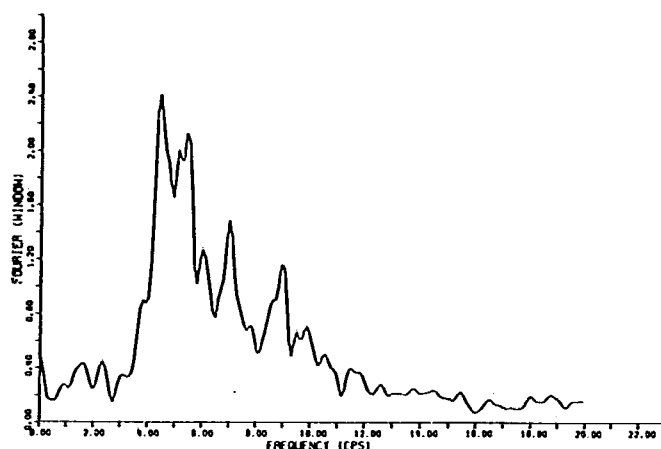


図3-10 フーリエスペクトル
（ダム天端、1976年）

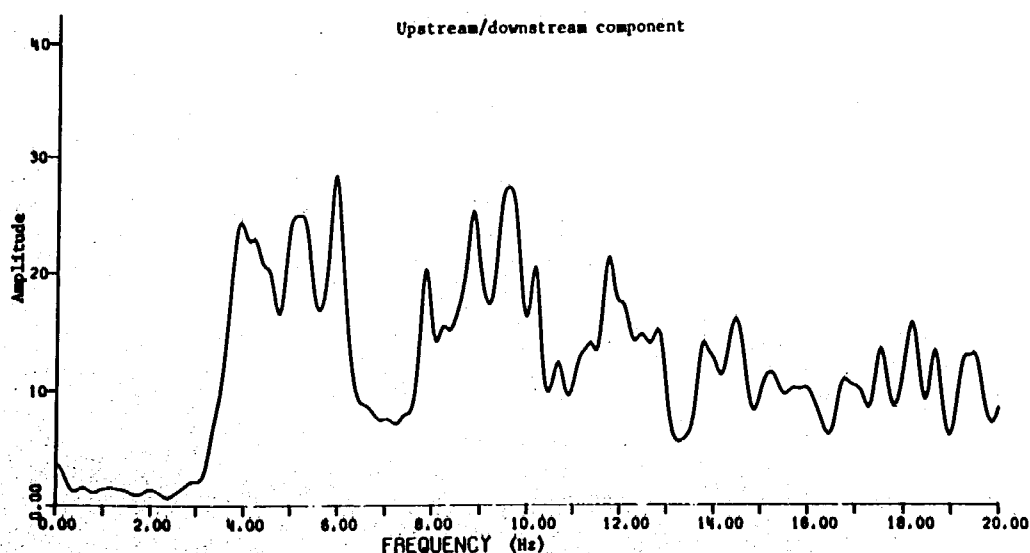


図3-11 周波数応答関数（実測、1978年）

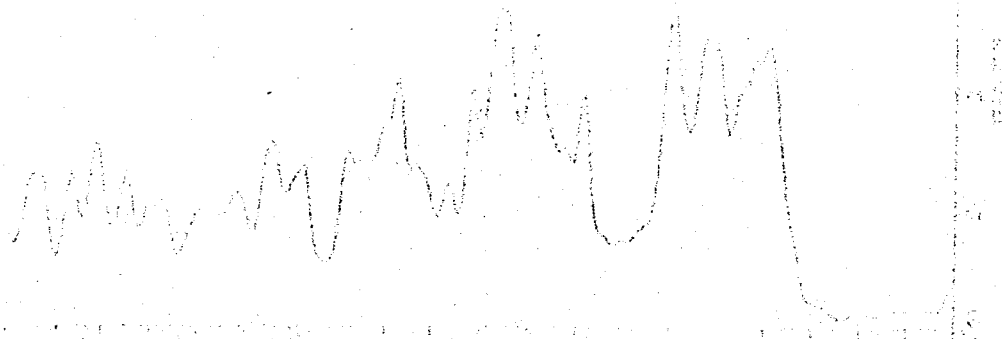
② 周波数応答関数

同一周波数におけるダム（天端）の基礎岩盤に対するフーリエスペクトルの商で、応答特性を示す。

図3-6、11は、同じダムで観測された異った時期の地震による周波数応答関数である。この時は、貯水位と最大加速度に違いがあったが、5 Hz 前後の波形と倍率はよく合っている。それ以上では、ピークの位置と倍率が異っているが、全体的によく似ており、両地震で似たような挙動を示したことが表われている。

参考文献

- 1) 松本徳久、豊田光雄：コンクリートダムの地震解析及び実測との比較、土木技術資料20-11(1978) pp.15-20
- 2) 松本徳久他：同上(その2)、土木技術資料21-8(1979) pp.25-30
- 3) 松本徳久他：1976年7月8日の地震時における湯田ダムの加速度と変位、土木研究所資料1314号(1978)
- 4) 飯田隆一他：1976年7月8日および1978年6月12日の2地震による湯田ダムの実測応答及び計算との比較、第11回UJNR資料
- 5) 水野光章他：コンクリートダムの動的解析、昭和54年度地方建設局依頼調査試験報告(1980) pp.153-158、土木研究所



4. ダムの地質について（第4回勉強会2月25日）

4.1 目 的

近年ダム築造の適地がなくなってきたことから、ダム基礎岩盤が劣悪化し、ダムを設計するうえで基礎岩盤の地質的条件を把握することが土木技術者にとっても重要となっている。ここでは土木技術者として最小限知っておくべき基礎知識について簡略に記述するものである。

4.2 地質年代と日本列島の形成

日本列島の地形図をみて直ぐわかるように、細長い日本列島の軸線はその中央部から西側は西南西方向、東側は北北東方向をとり、屈曲して全体に太平洋へ向って凸の孤状をなしている。この本州中央部にフォッサ・マグナと呼ばれる大地溝帯があり、その西縁が糸魚川——静岡線と呼ばれる大断層である。このフォッサ・マグナによって、日本列島は地質学的に東北日本と西南日本に分けられている。さらに西南日本には、糸魚川——静岡線から諏訪湖付近で分れて、天竜川沿いに南南西に延び、豊橋、渥美半島を経て、伊勢、和歌山の線で紀伊半島を横断し、四国に上陸して徳島、佐田岬の線で吉野川にほぼ沿って地形的裂線を作り、九州では臼杵から九州山脈に沿って八代に抜ける大きな構造線があり、中央構造線と呼ばれている。この中央構造線によって西南日本は地質構造的に二分され、北側を西南日本内帯、南側を外帯としている。

東北日本では中央構造線の延長を明瞭に追跡することはできないが、奥羽山脈、出羽山脈のように島弧の延びの方向に平行な山脈の並列がみられる。また太平洋側に北上、阿武隈のような比較的古い時代の地塊が存在することに対して、日本海側には第三紀以降の新しい時代の地層が比較的多く分布するような構造上の特徴があり、北海道の渡島半島に延長する。

北海道では石狩低地を境にして西側は前述のように東北日本の延長と考えられるような構造であるのに対し、東側は日高山地を中心に古期岩層から新しい時代の地層までほぼ北北西——南南東方向に帯状に配列し、独自の構造を示す。釧路から東部は千島列島に連続する新しい時代の地層が多く分布し、火山活動も活潑で別の地質区とな

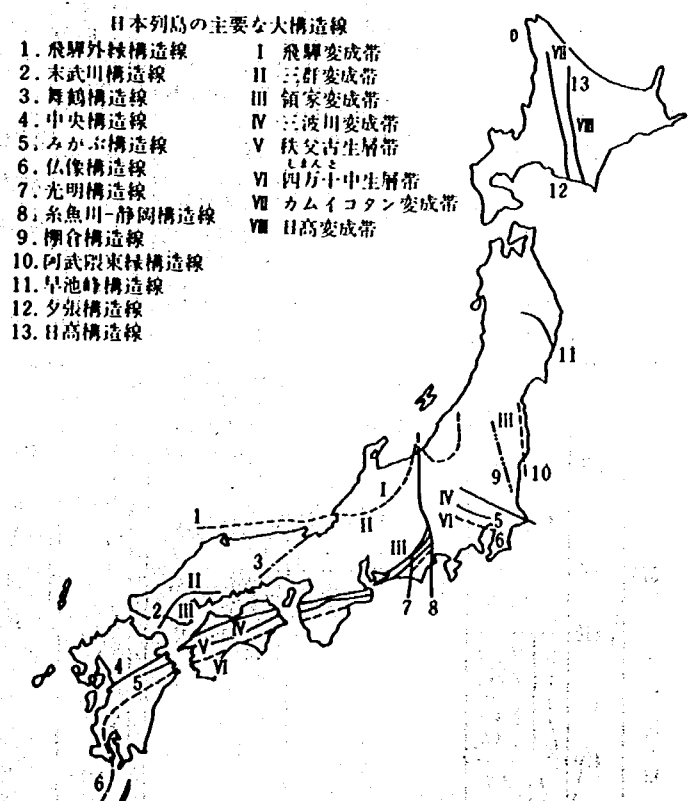


図4-1 日本列島の主要な大構造線
（土木技術者のための岩盤力学より）

表 4 - 1 地質年代区分と日本列島の形成 (宮崎・高橋, 1970)

代	年代	紀	世	日本列島の形成		造山運動	生物 () は発生		岩類の特徴	おしな地質系統
				骨格・外形の変遷	構造地質		動物	植物		
新 世 代	70	第 四 紀	沖積世 (現世)	沖積平野の形成	後氷期の温暖期 (間氷期)				砂礫層 シルト層 粘土層 ローム層 火山灰	有楽町層, 江古田泥炭層 (段丘) 立川ローム 立川礫層, 武蔵野ローム 武蔵野礫層, 下末吉ローム 下末吉層, 多摩ローム 群風ヶ浦層, 成田層群, 東京層群, 大阪層群, 長沢層
			洪積世 (更新世)	台地段丘の形成 日本列島大陸から分離	永河時代 (4氷期 3間氷期) (間氷期→海侵→溶結凝灰岩の噴出→カルデラの陥没)	← 人類				
中 世	220	第 三 紀	鮮新世	陸化の時代 日本海溝の沈降・堆積 太平洋上の上昇 (陸化)	石油の形成 グリーンタフ 造山運動 (海底火山の活動活発)	中央構造線 フォッサマグナ			砂岩 礫岩 泥岩 頁岩	三浦層群 瀬棚層, 仙台層群, 掛川層群, 明石層群, 魚沼層群
			中新世	日本列島の原形 孤状列島と構造線 (裂隙) の形成		アルプスまたは日高造山運動			玄武岩	黒松内層, 八雲層, 調統層群, 福山層群, 船川層, 寺泊層, 相良層群, 御坂層
古 代	23	古 第 三 紀	漸新世	陸域拡大の時代					グリーンタフ	縄文層, 石狩層群, 瀬戸川層群, 牟婁層群, 芦屋層群, 日南層群
			始新世	太平洋側の沈降・堆積 日本海側の上昇 (陸化)	石炭の形成		哺乳類 貝類		凝灰岩 および 凝灰角礫岩	
生 代	135	白 亜 紀		日本列島の背骨の形成	領家・三波川・御荷鉾変成岩類の形成 深成岩の貫入特に花崗岩の大バソリスの形成 日高造山帯の地向斜を除き一般に平穏な浅海または半深海性の堆積		(鳥類) (哺乳類) 恐竜		砂岩, 頁岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 凝灰岩 凝灰角礫岩	函海層群, 和泉層群, 閃門層群, 領石層群
			ジュラ紀						花崗岩 閃緑岩 石英斑岩 輝緑岩 輝緑凝灰岩 蛇紋岩	空知層群, 神居古潭層群, 島ノ巣層群, 手取層群, 豊浦層群
代	180	三 疊 紀					アシモナイト	(被子植物) (顕花植物)		稲井層群, 大久野層群, 美林層群, 夜久野層群
			220							
二 疊 紀	270	石 炭 紀		↑ しだいに陸化	飛騨片麻岩類の変成領家・三波川・御荷鉾など, 変成岩類の原岩の形成	パリスカン造山運動	爬虫類		粘板岩 砂岩, チャート, 石灰岩, 輝緑凝灰岩	登米統, 赤坂統 水川統, 秋吉統 鬼丸統, 日頃市統 霧ヶ森統, 川内統
				秩父地向斜	地向斜性堆積		(魚類) (両生類) (昆虫類)	(裸子植物) (杉・松・いちじく) しだ類		
570	350	デ ボン 紀			造山帯, 沈降, 混成岩 (花崗岩類), 火山活動, 隆起	カレドニア造山運動				
			400							
原 生 代・ 始 生 代	490	シル リ ア 紀	ゴトランド紀							
			オルトビス紀							
570	490	カン ブ リ ア 紀								
			先カンブリア紀		飛騨片麻岩類の原岩の形成	始生代における造山運動			片麻岩 結晶片岩 花崗岩? 角閃岩? 蛇紋岩?	
4,500	4,500									

っている。

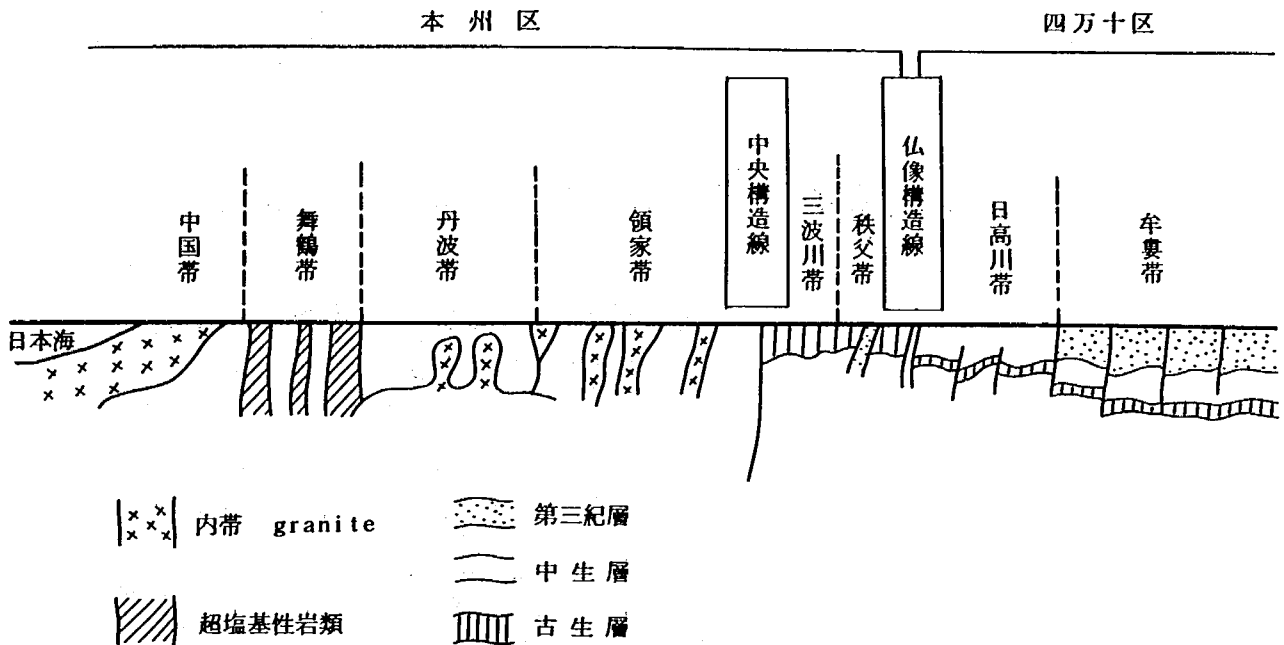


図4-2 西日本の地質構造モデル

4.3 岩石の地質的分類

4.3.1 堆積岩

堆積岩は生成過程、構成物の化学成分および粒度などによって次のように四つに大別され、さらに固結度によっても分類される。

碎屑性堆積岩：陸上の岩石の風化生成物（礫、砂、泥）が水によって運ばれ水中に堆積してできた岩石

有機性堆積岩：生物の遺体が集って堆積してできた岩石

化学性堆積岩：水中に溶けていた無機物が溶液の状態の変化や蒸発によって水底に沈澱してできた岩石

火山性堆積岩：火山噴出によって空中あるいは水中に抛出された物質が堆積してできた岩石

表4-2 碎屑性堆積岩の分類（土木技術者のための岩盤力学より）

	5 μ	72 μ	2 mm	
固結していないもの	粘土	シルト	砂	礫
固結しているもの	泥岩*		砂岩	} 礫岩
非常によく固結しているもの	頁岩 (粘板岩)		砂岩 (硬砂岩)	

*典型的な泥岩は粘土とシルトを主としているが、いろいろな割合で砂粒を含むのが普通で、やや砂の多いものを砂質泥岩、砂質頁岩などとよぶ。そのほか砂質礫岩、礫質砂岩など中間的な名称でよばれるものが多い。また、有機性、化学性、火山性などの堆積物との間の中間的なもの、たとえば石灰質砂岩とか、砂質凝灰岩などもまれではない。

表 4-3 有機性堆積岩の分類（土木技術者のための岩盤力学より）

生物の遺骸	珪藻	石灰藻、有孔虫、さんご、貝	植物
固結していないもの	珪藻土	白 亜	泥炭、亜炭
固結しているもの	チャート	石 灰 岩	石 炭

表 4-4 化学性堆積岩の分類（土木技術者のための岩盤力学より）

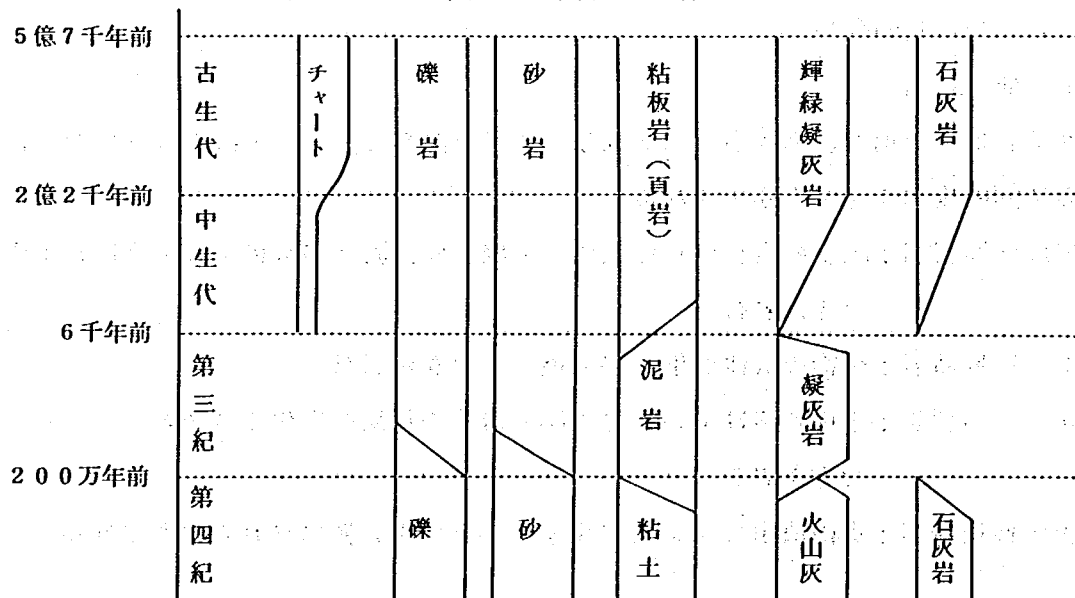
固結していないもの	珪酸質ゲル	石灰質ゲル	塩 類
固結しているもの	チャート	石 灰 岩	岩 塩

表 4-5 火山性堆積岩の分類（土木技術者のための岩盤力学より）

固結していないもの	火山岩屑（火山灰、火山砂、火山礫、関東ローム）
固結しているもの （第三紀層）	凝灰岩*（グリーンタフ）
非常によく固結しているもの （中生層・古生層）	輝緑凝灰岩（シャールスタイン）

* 火山角礫の比較的多いものを凝灰角礫岩、ほとんど火山角礫のみで構成されているものを火山角礫岩あるいは集塊岩とよぶこともある。

表 4-6 年代と堆積岩の関係



4.3.2 火成岩

火成岩は生成された場所（深さ）によって、深成岩、半深成岩、火山岩（あるいは噴出岩）の三つにわけられ、さらに化学成分などによって細分される。

深成岩：マグマが地下数Km～十数Km程度の深い所で、ゆっくりと冷却して生成された岩石

半深成岩：地表と深成岩のできる深さとの中間まで貫入して来たマグマの冷却によって生成された岩石

火山岩：地表（あるいはその近く、海底を含める）にマグマが噴出して急速に冷却して生

成された岩石

火成岩は基本的には表4-7のように分類表示され、ここにあげた10種の岩石が代表といえる。これをさらに細分化したり、境界の成分、性質のものも多いが、岩種による物理的・工学的相違は同一の岩種内の相違と同程度と考えてよい。むしろ火山岩と火山性堆積岩との区分や構造の把握が困難な場合がある。また、かんらん岩で代表される超塩基性岩は二次的な加水分解によって蛇紋岩になることが多い。この加水変質に際して10%以上の体積膨張を伴うので、内部応力の発生によるシャゾーンの発達や、風化（加水変質の延長）による膨潤圧がダム基礎をはじめとするダム建設に際しての地質条件を極度に劣悪にする場合が多い。

表4-7 火成岩の性質一覧

マグマの粘性		大（流理） ←————→ 小			
溶 点		低 い ←————→ 高 い			
岩 石 の 色		白っぽい ←————→ 黒っぽい			
比 重		小 ←————→ 大			
PH		酸 性	中 性	塩 基 性	超 塩 基 性
細粒 ↑ ↓ 粗粒	噴 出 岩	流紋岩, 石英粗面岩	安 山 岩	玄 武 岩	
	半深成岩	花 崗 斑 岩	ひ ん 岩	輝緑岩, 粗粒玄武岩	かんらん岩
	深 成 岩	花 崗 岩	閃 緑 岩	は ん れ い 岩	かんらん岩

4.3.3 変 成 岩

変成岩には既存の岩石が地下でマグマのような高温体に接触して別様の岩石に変成された接触変成岩（または熱変成岩）と地殻活動によって高圧のもとに分解・破壊され別様の岩石になった広域変成岩とがある。

接触変成岩（ホルンフェルス、熱変成岩）：マグマの上昇により、これと接触する岩石が焼け縮り、岩石鉱物が分解再結晶したため結晶質粒状組織を有する岩石。頁岩質ホルンフェルス、砂岩質ホルンフェルス、石灰岩質ホルンフェルス（大理石）など。

広域変成岩（動力変成岩）：造山運動等に伴い高圧化のもとに圧縮せん断を受けたため、剝理性の強い「片理面」を有する岩石。千枚岩、結晶片岩、片麻岩など。

強度に圧砕されて再固結した特殊な岩石に対して圧砕（変成）岩と呼ぶ場合もある。（たとえばミロナイト、フィローナイトなど）。接触変成岩は粘板岩のような細粒堆積岩が変成したものを中心にホルンフェルスと呼ばれる場合が多い。また、石灰質の原岩が接触変成作用を受けた場合に、接触部付近にスカルン鉱物（たとえば、ざくろ石、緑れん石、方解石など）と呼ばれる独特の鉱物を生じることから、そのような条件での変成作用を暗示することになる。

広域変成岩については、その成因が地球の歴史と密接な関係にあるため多くの地質学者の興

味をひき、地域的特徴、原岩の性質、変成作用の特異性、構成鉱物などの詳細な検討がなされて、厳密な細かい分類がなされているが、ダム建設のための基礎知識としてはその必要がないと判断されるので、土木的用途の地質図に表現される機会の多い名称あるいは分類について代表的にまとめて表4-8に示す。

表4-8 変成岩の分類（広域変成岩）

原 岩	変成度 弱 ←————→ 強		
	千 枚 岩	黒色（石ぼく）片岩	黒雲母片麻岩
泥 岩	石ぼく千枚岩	雲母片岩	
砂 岩	砂質千枚岩	砂質片岩、石英片岩	砂質片麻岩
礫 岩	礫質千枚岩	礫質片岩	礫質片麻岩
焙 岩	緑色千枚岩	緑色片岩	角閃片麻岩
凝灰岩 > 類		緑泥片岩	角 閃 岩
チャート	珪質千枚岩	珪質片岩、石英片岩	
石灰岩	石灰質千枚岩	石灰質片岩	石灰質片麻岩
		晶質石灰岩（大理石）	
花 崗 岩			片 麻 岩

5. 河川砂防技術基準(案)について(第5回勉強会3月10日)

5.1 目 的

我々ダム技術者がダムを設計する際に、膨大な知識や情報をもって取り組むのであるが、当然知っていると思われることでも実際に鉛筆を持ってみると中々思うようにはいかないものである。そこで河川砂防技術基準案の抜粋を用い、そこから出されるであろう質問を想定し、それに解答するという形式をとって、少しでも実際のダムの設計に対応できるようにするとともに、コンクリート重力ダムの設計を研究室内の各自が行い河川砂防技術基準の理解に努めた。

5.2 想定問題

I 設計震度がサーチャージ水位で $1/2k$ 、設計洪水位で0となっているがその根拠は何か。

解) ダムの安全性は考えられる荷重の組合せに対して検討され、必要な安全率が確保されなければならない。安全率は構造物の安全性の余裕を与えるものであるから、非常時には安全率を割引いてもよいと考える立場がある。たとえばサーチャージ水位時に設計震度の地震力が作用した場合、その可能性は極めてまれな出来事であるから、所定の安全率を割引いてもよいとする方法である。しかし、現在の基準ではこのような立場はとっていない。その代りとして、現行基準は極端な荷重の組合せに対しては安全性を検討しないでもよいとしている。これは必ずしもこのような荷重の組合せに対して安全率が確保されないことを意味するものではなく、安全率の余裕に含まれることを前提としている。このようなことから、水位の状態が生じる期待値と地震の発生する期待値を考慮して上述のような設計震度を採用したのである。

II コンクリートダムの安定計算は、原則として単位巾で2次元的に取扱うが、図5-1のような折曲りブロックではどのように取扱うのか。

解) 上流面に鉛直方向引張応力を生じないこと。またせん断摩擦安全率が4以上なければならないことは重力ダム設計上の基本事項であり、折曲りブロックに対しても同様な検討を行わなければならない。この場合3次元的な検討を行うことが必要である。なお、上流面に引張応力を発生させない条件はミドルサードの条件とはならないので注意を要する。なお、現実には折曲りブロックは隣接ブロックへのもたれかかりの効果は十分期待されるであろうと思われる。

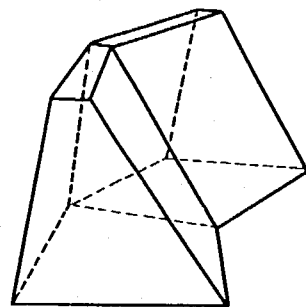


図5-1 折曲りブロックを有するダム

III コンクリートダムにおける揚圧力の扱いかたはどのようになっているか。

解) コンクリートダムにおいては揚圧力は断面力として取扱われる。揚圧力の分布を直線分布と仮定すれば、これは揚圧力を間隙水圧として有効応力を考えた場合と同一の結果が得られる。しかし、排水孔がある場合の揚圧力の分布は直線分布とならず、従って揚圧力を外力と考えた場合の間隙水圧と考えた場合とは異なった結果を導く。例えば揚圧力を外力として設計した断面では揚圧力を間隙水圧として取り扱った場合に上流面に引張応力を生じてしまう。その他、

排水孔を無視した場合と考慮した場合で全揚圧力の大きさがほとんど差がないこと、上流端揚圧力は排水孔がある場合の方が大きいことなど揚圧力の考え方は理論的に説明できないことが多い。この点については今後実測結果等に基づき改めていかなければならない問題であろう。

IV 地震時においてコンクリート強度は30%割増しているが岩盤の強度についてはどうか。

解) 地震時の強度割増しは、ひずみ速度が増すと強度が増加することに基いている。このような傾向はコンクリートについてはかなり検討されているが、岩盤においてははまだ未知な部分が多い。また岩盤の強度評価についても誤差要因が大きい。このようなことから岩盤の強度については割増しを行わないのが一般である。

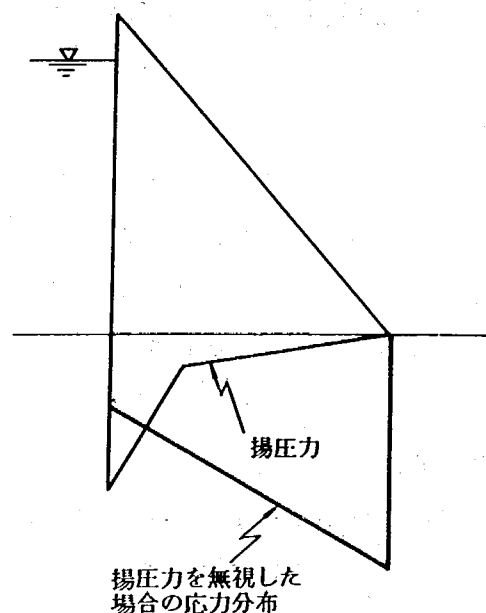


図5-2 揚圧力の取扱い方

V 局所せん断摩擦安全率2.0は絶対条件であるか。また局所せん断摩擦安全率と滑り方向の関係はどのように扱うのか。

解) 局所せん断摩擦安全率2.0はいまだ確立された数字ではなく、必ずしも2.0を必要としない。しかし通常2.0を標準としていることが多い。この場合解析精度等を考慮して安全率が2.0を下回った領域がある程度の範囲にわたって発生した場合に問題とするのが一般であり、一点においても2.0を下回ってはいけないということを意味するものではない。また、局所せん断摩擦安全率は想定されるすべり破壊方向に対して検討されるべきで、必ずしも最小安全率を意味するものではない。すなわち、これが全体的な破壊に至るかどうかを基準として判断されるべきものである。

5.3 重力ダム設計

5.3.1 モデルダムの最適形状の検討

モデルダムの設計条件として次の数値を用いた。

h ; 堤高 7.0 m

W_s ; 堆砂の水中重量 1.1 t/m³

h_w ; 貯水深 6.8.5 m (波浪考慮せず)

C_u ; 土圧係数 0.4

h_s ; 堆砂位 4.1 m

k ; 設計震度 0.15

W_w ; 水の単位体積重量 1.0 t/m³

μ ; 摩擦係数 0.7

W_c ; コンクリートの単位体積重量 2.4 t/m³

τ_o ; 剪断抵抗 150 t/m²

一般に重力ダムの設計は、次の3条件つまり

1. 堤体の上流端には、鉛直方向の引張応力を生じないこと。
2. 堤体、堤体と基礎岩盤の接触面及び基礎岩盤において剪断に対して安全であること。
3. 堤体内の応力が許容応力を越えないこと。

を満足しなければならない。1.は転倒に対する検討でありミドル・サード (middle third) の条件である。これより堤体の下流面勾配が求められる。2.は滑動に対する検討で、ヘニー (Henny) の式の安全率を確保し、これより1.で求めた基本三角形断面に増厚部 (フィレット) を設けることになる。

各自が持ち寄った設計断面では、下流面勾配が0.8～0.88で、フィレットの勾配は0.8近傍であったが、同一の数値及び設計法の割にはバラツキがあった。

ところで次に一計算例を示す。

まず、フィレットより上部の堤高に着目し、堤高 $h = 29\text{ m}$ 、 50 m 、 70 m に対応する下流面勾配を式 1) のミドル・サードの条件より求める。

表 5-1 堤体に作用する荷重

水平荷重	H	M	h = 29		h = 50		h = 70	
			H	M	H	M	H	M
水 圧	$1/2 h w^2$	$1/6 h w^3$	378.1	3466.1	1176.1	19014.0	2346.1	53569.9
堆 泥 圧	$1/2 W_s O_e h s^2$	$1/6 W_s O_e h s^3$	0	0	97.0	679.1	369.8	5054.2
動 水 圧	$7/12 k h w^2$	$7/30 k h w^3$	66.2	727.9	205.8	3992.9	410.6	11249.7
地 震 時 候 性 力	$1/2 n W c k h^2$	$1/6 n W c k h^3$	151.4 n	1463.3 n	450 n	7500 n	882 n	20580 n
垂直荷重	V	M	h = 29		h = 50		h = 70	
			V	M	V	M	V	M
堤体自重	$1/2 n W c h^2$	$1/6 n^2 W c h^3$	1009.2 n	97556 n ²	3000 n	50000 n ²	5880 n	137200 n ²
揚 圧 力	$-1/2 n U_F h w h$	$-1/6 n U_F h w h^2$	-132.9 n	-12849 n ²	-404.2 n	-6736.1 n ²	-799.2 n	-18647.2 n ²

$$\frac{\sum M}{\sum V} = \frac{2}{3} n h \quad \dots\dots\dots 1)$$

次に式 2) のヘニーの公式より堤高とそれに対応する下流面勾配とから安全率を算出する。

$$f_s = \frac{\tau_o \cdot n h + f \sum V}{\sum H} \quad \dots\dots\dots 2)$$

それらの関係を図 5-3 に示してある。横軸は堤高 h 、たて軸は下流面勾配 n と安全率 f_s を示している。ここでフィレット取付けの最適標高は両曲線の交点で与えられる。いまフィレット取付け標高をまるめて堤高 50 m とすれば下流面勾配はミドルサードの条件より定まることになり、 $n = 0.84$ となる。

式 3) 式 4) は、フィレット取付け位置より上部の基本三角形について安定を検討したもので満足な結果を与えている。

$$\frac{\sum M}{\sum V} = 27.75 \leq \frac{2 n h}{3} = 28 \quad \dots\dots\dots 3)$$

$$\frac{\tau_o n h + f \Sigma V}{\Sigma H} = 4.21$$

..... 4)

今度はフィレット勾配の選定であるが、ヘニーの条件<式 5)>を用いればよく、

$$4 = \frac{\tau_o (m h' + n h) + f \Sigma V}{\Sigma H}$$

..... 5)

但し、m ; フィレットの勾配

h' ; フィレットの高さ

m = 0.88 が導かれた。この値に対する安定の検討が式 6) 式 7) で成されており、これも条件を満足している。結局設計断面は (図 5-4)

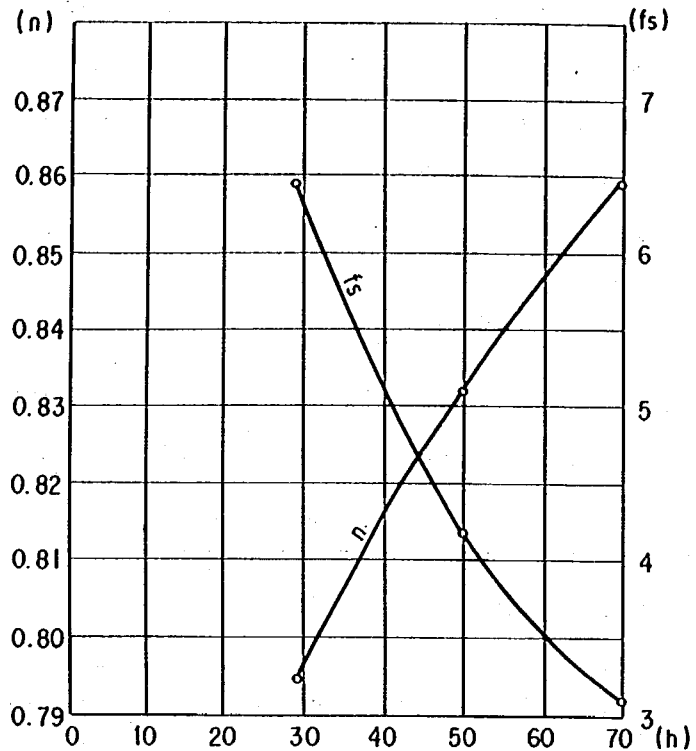


図 5-3 堤高 h、下流面 n と安全率 fs の関係

表 5-2 フィレットを設けた堤体に作用する荷重

(水平荷重)	H	M	H	M
水 圧	前 述	前 述	2346.1	53569.9
堆 泥 圧	"	"	369.8	5054.2
動 水 圧	"	"	410.6	11249.7
地 震 時 慣 性 力	"	"	740.9	17287.2
"	$\frac{1}{2} m W_c k h'^2$	$\frac{1}{6} m W_c k h'^3$	72m	48m
(鉛直荷重)	V	M	V	M
堤体自重	前 述	$\frac{1}{6} n^2 W_c h^3 + \frac{1}{2} n m W_c h^2 h'$	4939.2	96808.3+987840m
"	$\frac{1}{2} m W_c h'^2$	$\frac{1}{3} m W_c h'^3$	480m	6400m ³
揚 圧 力	$-\frac{1}{2} U_F h_w (n h + m h')$	$-\frac{1}{6} U_F h_w (n h + m h')^2$	-11.42(20m+58.8)	-3.81(20m+58.8) ²
水 重	$m h' (h_w - \frac{1}{2} h')$	$(m h')^2 (\frac{1}{2} h_w - \frac{1}{3} h')$	1170m	11033.3m ³
堆 泥 重	$W_s m h (h_s - \frac{1}{2} h')$	$W_s (m h')^2 (\frac{1}{2} h_s - \frac{1}{3} h')$	682m	6086.7m ³

に示す通りである。

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 43.69 \leq \frac{2(nh + mh')}{3} = 50.93 \quad \text{..... 6)}$$

$$\frac{\tau_o(nh+mh')+f\Sigma V}{\Sigma H}$$

$$= 4.01 \quad \dots\dots\dots 7)$$

また、堤体着岩部の上下流端
応力 σ 、最大応力 σ_c 及び堤
体断面積 A はそれぞれ

$$\sigma_r = \begin{cases} 45.6 \text{ t/m}^2 \\ 114.6 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_c = \sigma_d (1+n^2)$$

$$= 195.5 \text{ t/m}^2$$

$$A = 2234 \text{ m}^2/\text{m}$$

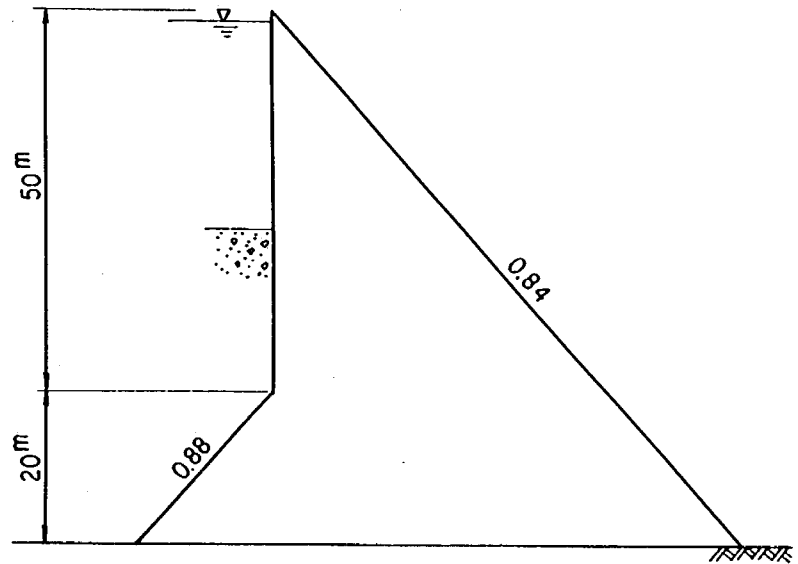


図 5 - 4 設計断面

である。

表 5 - 3 フィレット (勾配 0.88、高さ 20m) を設けた堤体に作用する荷重

(水平荷重)	H	M	(鉛直荷重)	V	M
水 圧	2346.1	53569.9	堤体自重	4939.2	183738.2
堆 泥 圧	369.8	5054.2	"(フィレット)	422.4	4956.2
動 水 圧	410.6	11249.7	揚 圧 力	-872.2	-22212.9
地震時慣性力	740.9	17287.2	水 重	1029.6	8544.2
"(フィレット)	63.4	422.4	堆 泥 重	600.2	4713.5
計	3930.8	87583.4	計	6119.2	179739.2

5.3.2 結 果

フィレットは堤体底面の剪断抵抗力を確保するために設けられる。各自が設計した断面ではフィレットの取り付け標高は E L 30 ~ 40 m でフィレットの勾配は 1 : 0.7 ~ 0.8 であった。一方上の計算ではフィレットの取り付け標高が E L 20 m、勾配 0.88 と効率的に剪断抵抗力を確保している。しかしながらフィレットは、その勾配が緩いとダム本体と一体になって機能せずキ裂が入る恐れがある。したがってフィレットを河川砂防技術基準にもあるように 0.8 以下の緩い勾配で設計することは、その取付け位置が高標高になろうとも安定したダムを建設する上で重要なことと思われる。

6. 重力ダムのせん断安全率に関する一考察（第6回勉強会3月24日）

6.1 研究の目的

我国の近代的な設計、施工に基づくコンクリート重力ダムは、相当過酷な地震の洗礼を受けているにもかかわらず、重大な事故をおかしたものは皆無である。この事実は我々ダムエンジニアにとって喜ばしいことではあるが、反面、現在の重力ダムには不必要に余裕があり過ぎるのではないかと疑問を生じさせる。またダムサイトの適地が少なくなり、地質条件の良好でない地点にもダムを作らざるを得なくなると、重力ダムの堤体断面は現行の設計基準によるならば益々大きいものとならざるを得ない。もし不経済な設計を行なっているとすれば、これは大きな国家の損失である。

周知の様に地質条件が劣悪になる程、断面を大きくせざるを得ないのは、基礎岩盤のせん断に対する安定を保つため、そのようなダムにおいては、他の安定の条件である転倒ならびに堤体の許容応力に対しては、過大な余裕を持つことになる。この重力ダムの設計に重大な影響を与えるせん断規定については、安全率の本質的な意味からのアプローチに対して必ずしも明解ではない。また各国でそれぞれ所要の安全率の値が異なっていたりして、客観的状況からしても本規定に対する正確な理由付けがなされていないのが現状である。そこで本報告書では重力ダムのせん断安全率に考察を加え、問題点を掘り起こし、今後検討すべき内容を明らかにする。

6.2 せん断安全率の表現方法に関する考察

構造物の設計においては、通常安全率という概念を用いて、構造物の安全性に適当な余裕を与えるが安全率の絶対値が必ずしも安全の指標を与えるものではない。フィルダムの斜面のすべりに対する安全率と重力ダムのせん断に対する安全率は同じすべりの現象に対する構造物の安全性を示すものであるが「ダム構造令」による最低値の規定は前者が1.2、後者は4.0となっており、これが安全の指標を示すと受け取られることは重大な混乱を引き起こす。明解な説明が必要である。

一方ある構造物の設計における所要安全率の歴史的推移は、その工学の分野における歴史的進歩の指標を表わしていると見ることができる。その構造物の設計手法の実物の挙動に対する対応の確実性が安全率の引き下げに貢献したと考えることができるからである。以上のことを考慮すると、安全率を設定する理由は、実構造物に起きるであろう不確かな事実（設計時には確定できない）に対する余裕とみることができる。ここで重力ダムのせん断に対する安全率について考察してみる。

せん断の安全性に対して安全率を設定する理由は、既に述べたように設計時に確定できない次の事項に対するものと考えることができる。すなわち、

① 想定した状態（設計時の状態）からの将来の変化に対する余裕。

② 現状の認識が有する誤差に対する余裕。

である。そしてこれらに属する具体的要因は、結局は荷重増加に対する余裕と強度の減少に対する余裕とに分けることができる。

次に現実にあるいは本質的にこの荷重増加、あるいは強度減少という現象が起り得るか否かについて考えてみる。「河川施設等構造令」に義務付けられている重力ダムに考慮すべき荷重は表6-1の通りである。

表6-1 重力ダムに作用する荷重の種類

貯水池の水位	考慮すべき荷重の種類
ダムの非越流部の直上流部における水位が常時満水位以下又はサーチャージ水位以下である場合	ダムの堤体の自重(W) 貯留水による静水圧の力(P) 貯水池内に堆積する泥土による力(P _e) 地震時におけるダムの堤体の慣性力(I) 地震時における貯留水による動水圧の力(P _d) 貯留水による揚圧力(U)
ダムの非越流部の直上流部における水位が設計洪水水位である場合	ダムの堤体の自重(W) 貯留水による静水圧の力(P) 貯水池内に堆積する泥土による力(P _e) 貯留水による揚圧力(U)

さて表6-1に示す荷重のうちで、堤体の自重や静水圧は、地球の重力場でも変らない限り間違いのない荷重である。将来あるいは現実の評価で間違いが起こり、設計時に算定したものより荷重増加が起り得る荷重は地震力に起因する慣性力と動水圧、および揚圧力と考えられる。

次に強度減少であるが、これについては、岩盤や、コンクリートの水平打継面において、強度の把握の誤差や長期にわたる劣下現象による強度の減少が起り得る。

以上のことを念頭において、次に安全率の表示の方法について考察してみる。いま岩盤の強度はクーロン(Coulomb)の式によるものとすれば、せん断面におけるせん断抵抗力の総計は $\tau_0 l + fV$ (τ_0 : 岩盤の初期せん断強度、 f : 岩盤の内部摩擦係数)と表現できる。一方作用せん断力の総計は S である。ここで荷重増加の現象を考慮することとして、荷重が n 倍になったとする。この時一応合力 R が n 倍になったと考えておく。しかる時 $S \rightarrow nS$ 、 $n \rightarrow nV$ となるからこの状態で作用せん断力とせん断抵抗力の釣合いを考えれば

$$nS = \tau_0 l + f nV$$

となり、結局、

$$n = \frac{\tau_0 l}{S - fV} \dots\dots\dots(1)$$

を得る。この n を荷重安全率と呼ぶことがある。¹⁾しかじこの考えは合力が向きを変えずに n 倍

になると考えているところが問題である。そこで荷重の変動が考えられる地震力と揚圧力について、地震力の増加を考慮して地震力による水平荷重を S_1 その他の荷重による水平力を S_2 、また揚圧力による鉛直力の減少を考慮して揚圧力による鉛直力を符号を考慮して V_1 、その他の荷重による鉛直力を V_2 とする。ここで S_1 、 V_1 が各々 n 倍になったと考えれば、

$$n S_1 + S_2 = \tau_0 \ell + f (n V_1 + V_2)$$

となり、結局次式を得る。

$$n = \frac{\tau_0 \ell + f V_2 - S_2}{S_1 - f V_1} \dots\dots\dots(2)$$

次に強度評価及び劣下の安全率について考える。岩盤の強度が $1/n$ になった場合であるから、

$$S = \frac{1}{n} \tau_0 \ell + \frac{f}{n} V$$

$$\therefore n = \frac{\tau_0 \ell + f V}{S} \dots\dots\dots(3)$$

を得る。ここで内部摩擦係数(f)はそれ程変化しないので、岩盤の初期せん断強度 τ_0 のみ $1/n$ になると考えれば、

$$S = \frac{1}{n} \tau_0 \ell + f V$$

$$\therefore n = \frac{\tau_0 \ell}{S - f V} \dots\dots\dots(4)$$

となる。これは(1)式と同形である。実際には τ_0 が $1/n$ 、 f が $1/m$ になる場合が一般的であるのでこの場合を検討すると

$$S = \frac{1}{n} \tau_0 \ell + \frac{1}{m} f V \dots\dots\dots(5)$$

となる。(3)式で表現される安全率を強度安全率という場合がある。¹⁾

さて、ここまでは、荷重増加と強度低下の安全率を別々に検討して来た。実際には両者が複合したものであるから、この場合を考えてみる。地震力による水平力が n 倍、揚圧力による鉛直力が n 倍、 τ_0 が $1/n$ になると考えると

$$n S_1 + S_2 = \frac{\tau_0 \ell}{n} + f (n V_1 + V_2)$$

$$\therefore n = \frac{f V_2 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_2)^2 + 4 \tau_0 \ell (S_1 - f V_1)}}{2 (S_1 - f V_1)} \dots\dots\dots(6)$$

上式で更に f も $1/n$ になると考えれば

$$n = \frac{f V_1 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_1)^2 + 4 S_1 (\tau_0 \ell + f V_2)}}{2 S_1} \dots\dots\dots(7)$$

となる。以上考察した各安全率を表に示したものが表6-2である。

表6-2 安全率の定義

式番	安全率の定義	安全率の表示	備考
(1)	作用外力が合力の向きを変えずに n 倍	$n = \frac{\tau_0 l}{S - f V}$	荷重安全率
(2)	地震力による水平力及び揚圧力による鉛直力が n 倍	$n = \frac{\tau_0 l + f V_2 - S_2}{S_1 - f V_1}$	
(3)	岩盤の強度が $1/n$ (τ_0 及び f)	$n = \frac{\tau_0 l + f V}{S}$	強度安全率 現行構造令で規定
(4)	岩盤の τ_0 のみ $1/n$	$n = \frac{\tau_0 l}{S - f V}$	
(5)	岩盤の τ_0 が $1/n$ 、 f が $1/m$	$S = \frac{1}{n} \tau_0 l + \frac{1}{m} f V$	スペインの政令
(6)	地震力による水平力、揚圧力による鉛直力が n 倍、岩盤の τ_0 が $1/n$	$n = \frac{f V_2 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_2)^2 + 4 \tau_0 l (S_1 - f V_1)}}{2 (S_1 - f V_1)}$	
(7)	(6)に加え岩盤の f も $1/n$	$n = \frac{f V_1 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_1)^2 + 4 S_1 (\tau_0 l + f V_2)}}{2 S_1}$	

上表で、

n 、 m : 安全率

τ_0 、 f : 岩盤の初期せん断強度及び内部摩擦係数

S 、 V : 外力による水平力（面が傾斜している場合はせん断力）及び鉛直力（垂直力）

S_1 、 S_2 : 地震力によるせん断力及びその他の荷重によるせん断力（ $S = S_1 + S_2$ ）

V_1 、 V_2 : 揚圧力による垂直力及びその他の荷重による垂直力（ $V = V_1 + V_2$ ）

l : 岩盤のせん断抵抗長さ

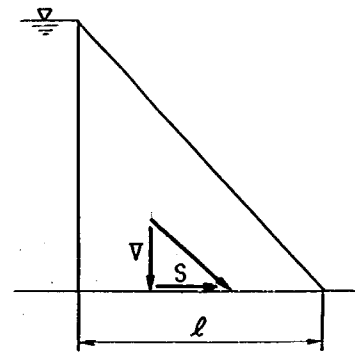


図6-1

安全率は、その考え方によって様々な定義の仕方があり得る。このうちどれを用いるかは、現実にもっとも妥当なものを選ぶべきであるが、安全率についてなお検討すべき課題として安全率の定義あるいは安全率の表示法と所要の安全率をいくらにすべきかという問題がある。実際には両者は独立したものではなく、総合してその妥当性を論じられるべき性質のものであろう。ここでは論点を明らかにするために、一応両者を分離して考察することにする。

表6-2に掲げる安全率の定義の妥当性を先ず概観してみる。(1)および(2)式は、安全率の定義を荷重の増加に対する余裕とした表現式で、特に(1)式は簡潔な表現となるが、荷重が力の向きを変えずに n 倍になるとする考え方は実際に想定しにくく、荷重の算定に不確かさを残している地震力及び揚圧力に余裕を持たせた(2)式の表示法が妥当と考えられる。(3)~(5)式は岩盤強度の減少に対する余裕という考え方に基いた安全率の表示法である。所要の安全率を同一に取るならば、(3)式が最も工学的に安全側の表示法であるが、岩盤の性質を考慮すると現実にはあ

さて次にこれらの各式について、所要の安全率がどの程度のものとなるか検討してみる。一応現実の設計における荷重条件を考慮して、所要の安全率を構築する前提を表6-3のように考えるものとする。これらの数字の妥当性については、後に詳しく検討することとして取りあえずこの数字を用いて議論を進めることにする。

表6-3を基に所要の安全率を求めたものが表6-4である。

㊶ 地震力による水平力の増加	2 倍
㊷ 揚圧力による鉛直力の減少	1.5 倍
㊸ 岩盤の初期せん断強度の減少	1/2 倍
㊹ 岩盤の内部摩擦係数	1/1.5 倍
㊺ 荷重および強度の一方のみの変動	1.5 倍
を考慮する場合の補正係数	

㊦ 地震力による水平力の増加	2 倍
㊧ 揚圧力による鉛直力の減少	1.5 倍
㊨ 岩盤の初期せん断強度の減少	1/2 倍
㊩ 岩盤の内部摩擦係数	1/1.5 倍
㊪ 荷重および強度の一方のみの変動	1.5 倍

を考慮する場合の補正係数

式番	安 全 率 の 表 示	所要安全率	備 考
(2)	$n = \frac{r_0 l + f V_2 - S_2}{S_1 - f V_1}$	3	④×⑤=2×1.5=3となる
(3)	$n = \frac{r_0 l + f V}{S}$	3	構造令では4
(5)	$S = \frac{1}{n} r_0 l + \frac{1}{m} f V$	$n=3, \\ m=2.5$	
(6)	$n = \frac{f V_2 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_2)^2 + 4 r_0 l (S_1 - f V_1)}}{2 (S_1 - f V_1)}$	2	
(7)	$n = \frac{f V_1 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_1)^2 + 4 S_1 (r_0 l + f V_2)}}{2 S_1}$	2	

6.3 各国の重力ダムのせん断規定の比較

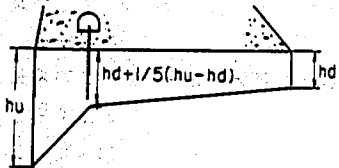
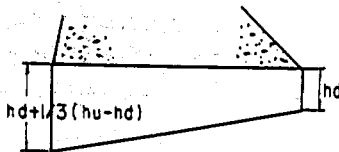
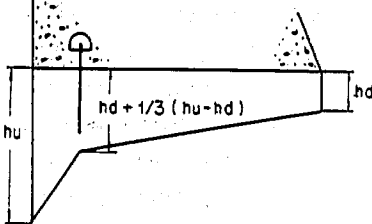
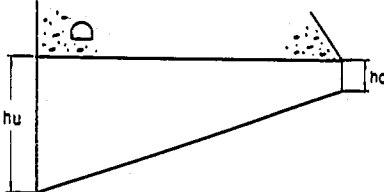
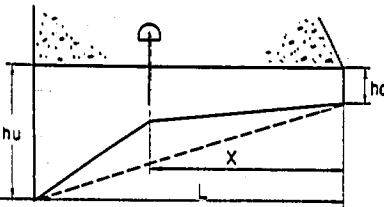
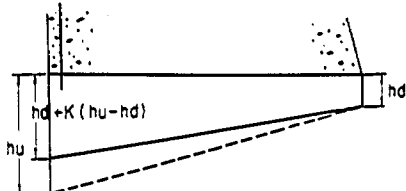
① 荷重の算定式 ③ 貯水池の状態と安全率の関係
② 岩盤強度の定義あるいは試験法 ④ 安全率の表示式

以下に各国の差異について解説する。

表 6 - 5 各国の重力ダム安全率の断規定の比較一覧

機関名 比較事項	日 本 ²⁾	米 国 開 拓 局 ³⁾	米 国 工 兵 隊 ⁴⁾	ス ペ イ ン ⁴⁾
A. 設計で考慮する荷重	① 堤体自重 ② 静 水 圧 ③ 堆 泥 圧 ④ 地震時堤体慣性力 ⑤ 地震時動水圧 ⑥ 揚 圧 力 ⑦ (氷圧)	① 堤体等自重(ゲート、天端橋梁等の自重を含む) ② 上流及び下流静水圧(下流は貯水位の状態における最低のもの) ③ 堆 泥 圧 ④ 地震力(堤体及び貯水池) ⑤ 間隙水圧 ⑥ 氷 圧 ⑦ 温 度	① 堤体等自重(同左) ② 上流及び下流静水圧(流水が動的状態においては下流静水圧は水位の60%とする。) ③ 堆 泥 圧 ④ 地震力(堤体及び貯水池) ⑤ 揚 圧 力 ⑥ 氷 圧 ⑦ 風 圧 ⑧ 付加空気圧 ⑨ 波 圧	① 堤体自重 ② 静 水 圧 ③ 堆 泥 圧 ④ 間隙圧、揚圧力 ⑤ 地 震 力 ⑥ 氷 圧 ⑦ 波 圧 ⑧ 温 度 ⑨ その他(特別な場合次の2点を考慮する。) a) 洪水時の操作や放流設備の操作の際に生じる振動の動的応力。 b) なだれや地すべりによるダムへの圧力。
B. 荷重の算定方法				
① 堤体自重	堤体密度は実材料の試験による。予備設計では 2.3 t/m^3 とすることができる。	堤体密度は実材料の試験による。予備設計では 2.4 t/m^3 とすることができる。	堤体密度は実材料の試験による。予備設計では 2.4 t/m^3 とする。ギャラリーのような比較的小さな空間は低いダム以外通常控除しない。	堤体密度は実材料の試験による。予備設計では 2.3 t/m^3 とすることができる。
② 静 水 圧	・水の単位体積重量は1 t/m^3 ・通常下流水位による静水圧は考慮しない。	・同 左 ・上流貯水位の状態における最低の下流水位による静水圧を見込む。	・同 左 ・下流静水圧は、流水が動的状態においては水深の60%とする。	・同 左
③ 堆 泥 圧	・鉛直及び水平方向に作用するものとする。 ・水平方向の泥圧強度	・鉛直及び水平の泥圧を考慮 ・水平方向は1.4 t/m^2の流体と等価とする。	・堆泥圧は考慮するが細かい取扱いについては述べられていない。	・鉛直及び水平の泥圧を考慮 ・水平方向は0.4 t/m^2増加する静水圧に等しい推力と考える。

機関名 比較事項	日 本	米 国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
④ 地震時堤体 慣性力	$P_e = C_e W_1 d$ C_e : 泥圧係数 (通常 0.6 程度) W_1 : 泥土の水中における単位体積重量 (1 t/m^3) d : 堆泥深度 ・鉛直力は堆泥の水中における重量によ って生じるものとする。 ・ダム堤体の慣性力はダムの堤体に水平 方向に作用するものとする。 ・ $I = WK_d$ の震度法で算定 W : ダム堤体の自重 K_d : 地域毎に決定される設計震度 (0.10 ~ 0.15) この震度は貯水池の状態に応じ て変わる。	(泥土の水中における単位体積重量を 1 t/m^3 とすれば日本流の泥圧係数 は $C_e = 0.7$ に相当する。) ・鉛直泥圧は 1.9 t/m^3 の湿潤密度の土 と等価と考える。 水中の単位体積重量は 0.9 t/m^3 となる。 ・応答スペクトルまたは時刻歴法による 応答解析 ・設計地震 (最大可能地震) は付近の活 断層の固有地震規模とダムサイトから の距離との関係において求める。	・地震力は水平方向のみ考慮 (鉛直加速度は、ダムと水の重量を 同一の比で変化させるので合力は 地震のない時と同じ場所に作用す る。) ・ $I = WK_d$ ・ K_d は地域特性 (地震歴、活断層) によって決定するが中強震域で 0.1 g、その他の地域で 0.05 g を採用。 ・ Westergaard の公式による。	(日本流の泥圧係数は $W_1 =$ 1 t/m^3 とすれば $C_e = 0.7$ に相当する。) ・鉛直泥圧は 2 t/m^3 の流体に よるものとする。 水中の単位体積重量は、 1 t/m^3 となる。 ・地震力は水平、鉛直とも考慮。 震度法の震度は鉛直は水平方 向の 1/2 とする。 ・ $I = WK_d$ ・低、中、高の 3 つの区域に分 ける。 ・低区域では地震力は考慮しな い。 ・中区域では 500 年の推定加速 速度を採る。加速度の情報が ない時は 0.05 g ~ 0.10 g とする。 ・高区域では活断層の調査も含 め、個々に実情に応じて決定。 この区域の 100 m 以上の重 力ダムは動的解析を併用する。 ・ Westergaard の公式による。
⑤ 地震時動水 圧	・土流面が鉛直に近い場合は Wester- gaard の公式による。 ・上流面が緩傾斜の場合は Zanger の実 験公式により、上流面に垂直に作用す るものとする。			

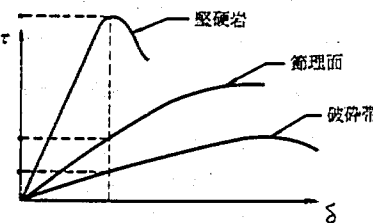
機関名 比較事項	日 本	米 國 開 拓 局	米 國 工 兵 隊	ス ペ イ ン
⑥ 揚 圧 力	- 排水孔の有無に応じて次の様に取り扱う。 - 排水孔有の場合  - 排水孔が無い場合  $(h_u : \text{上流水位})$ $(h_d : \text{下流水位})$	- 排水孔は通常設け次式による。  - ドレーンのない場合は別途の必要な検討（浸透流解析等）を要する。 - 地下水についてもその影響をしっかりとる。	- 排水孔の有無に応じて次の様に取り扱う。 - 排水孔無の場合  - 排水孔有の場合  排水孔地点の揚圧力 $= h_d + \frac{K}{L} X (h_u - h_d)$ K : 揚圧力係数（実情に応じて定める） - 排水孔が上流面近くにある場合は次の様に取り扱うことができる。  （すなわち上流面に排水孔があるの） と同等に取り扱い得る。	- 実情に応じて決定する。 （事前に正確に見積ること は困難なので経験に基づいて決定する。） - 排水孔の設置をある程度義務付けている。

機関名 比較事項	日 本	米 国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
⑦ 氷 圧	特に規定せず。 (波浪の効果と相殺されるためと思わ れる。氷圧は一時的な荷重である。)	・その都度実情に応じて解析を行ない決 定する。 ・解析データがない場合は接触面の直線 距離1m当り15tを考慮する。 ・3次元設計に基づく温度応力として算 定	・実情に応じて考慮する。風による氷の 押し付けも考慮しなくてはならない。 ・特に規定せず。	・貯水面に厚さ20cm以上の氷 が張ると予測される時は考慮。 ・接触面の投影面積に1kg/cm ² の圧力を考慮する。 ・3次元的效果をダムが有する 場合3次元設計に基づく温度 応力として算定
⑧ 温 度	特に規定せず。			
そ の 他	な し	な し	⑨ 風 圧 完成直後の状態において、1平方フ ィートあたり30ポンドの風圧を考慮 する。 ⑩ 付加空気圧 放流時に洪水時に沿った付加空気圧 を実情に沿って考慮。 ⑪ 波 圧 静水圧と切り離して検討することと している。	波圧：静水圧以外に波の動的 影響も考慮する。
C. 安定計算を 必要とする貯 水池の状態と 荷重の組合せ	安定計算に必要なとなる荷重の組合せとの 関係で次の4つに分類する。 ① 常時満水位 ② サーチャージ水位 ③ 設計洪水位 ④ 貯水池空虚 上記貯水池の状態に応じて考慮する荷重 は次の通り ① 堤体自重、静水圧、堆泥圧、地震力 (堤体、貯水池)、揚圧力 ② 堤体自重、静水圧、堆泥圧、 $\frac{1}{2}$ 地震 力(堤体、貯水池)、揚圧力 ③ 堤体自重、静水圧、堆泥圧、揚圧力	貯水池の状態よりむしろ荷重の組合せで 次のように分類し、所要の安全率との組 合せて整理 ① 一般的な荷重の組合せ (Usual Loading Combination) ② 一般的でない荷重の組合せ (Unusual Loading Combination) ③ 極端な荷重の組合せ (Extreme Loading Combination) ① 堤体自重、上下流面静水圧、堆泥圧、 揚圧力、氷圧、温度荷重 ② 設計最高水位における上下流静水圧、 堤体自重、堆泥圧、揚圧力、氷圧、温	安定計算に必要なとなる荷重の組合せとの 関係で次の6つに分類している。 I 完成直後 II 通常操作時 III 余水放流時 IV 洪水放流時 V Iの状態の下流側より地震加速度を 受けた場合 VI IIの状態の上流側より地震加速度を 受けた場合 I 堤体自重、地震力(堤体)、風圧 II 通常の満水位(閉じたゲートの最上 端の水位)での水圧、堤体自重、堆泥	2つの通常状態、4つの極端な 状態において安定性を検討。 A ₁ 貯水池空虚 A ₂ 貯水池常時満水時 B ₁₁ A ₁ の状態地震力が作 用 B ₂₁ 放流設備が故障したA ₂ の状態 B ₂₂ A ₂ の状態地震力が作 用 B ₂₃ 設計最高水位の状態 A ₁ 自重、温度荷重 A ₂ 自重、静水圧、揚圧力、

機関名 比較事項	日 本	米 国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
	④ 堤体自重、 $\frac{1}{2}$ 地震力（堤体）	度荷重 ③ ①の荷重に加えて地震力（堤体、貯水池）	圧、揚圧力、氷圧、波圧 III 部分開ゲートの上端における水位時の上流面静水圧、この時の下流面静水圧、堤体自重、堆泥圧、揚圧力、氷圧、波圧、付加空気圧 IV サーチージ水圧の状態における上下流水位による静水圧、堤体自重、堆泥圧、揚圧力、波圧、付加空気圧 V Iの荷重で風圧を除き地震力を追加 VI IIの荷重で氷圧を除き、地震力（堤体、貯水池）を追加	堆泥圧、氷圧もしくは波圧のうちの大きいもの、温度荷重 B ₁₁ A ₁ の荷重に地震力を追加 B ₂₁ A ₂ の荷重で水位の上昇を考慮 B ₂₂ A ₂ の荷重に地震力を追加氷圧または波圧は除外 B ₂₃ 自重、静水圧、揚圧力、堆泥圧、波圧（氷圧は除外）、温度荷重
D. 安定の条件	(1) ダムの堤体と基礎地盤との接合部及びその付近におけるせん断力による滑動に対して必要なせん断摩擦抵抗力を有するものとする。 (2) 上流端に引張応力を生じてはならない。 (3) 標準許容応力はダム堤体の材料として用いられるコンクリートの圧縮強度を基準とし、安全率を4以上として定める。地震時においてダム堤体に生じる圧縮応力については、標準許容応力に30%以内の割増しをすることができる。	(1) せん断に対する安全性の検討 (2) 弾性応力に対する安全性の検討 ・ 荷重状態①においては最大許容圧縮応力は圧縮強度を安全率3で割った値とする。この場合許容圧縮強度は105 Kg/cm ² を超えることはできない。 荷重状態②においては上記安全率を2とすることができる。この場合でも許容圧縮強度は160 Kg/cm ² を超えることはできない。 荷重状態③においては安全率を1以上とする。 ・ 上部端引張応力を検討する際のコンクリートの引張強度と安全率の関係は次の様に取扱う。 （当初外力として揚圧力を考慮しない） $\sigma_{zu} = pwh - \frac{f_t}{S}$	(1) 堤体内のいかなる水平面、基礎面、基礎より下の面においても転倒に対して安全であること。 (2) 堤体内のいかなる水平面、基礎面、基礎内のいかなる水平もしくは水平に近いシームにおいてもすべりに対して安全であること。 (3) コンクリート、基礎物質内における作用応力が過度でないこと。 ・ (1)についてはいわゆるミドルサードの条件を義務付けているが極端な荷重条件ではこれを緩和している。 荷重条件 合力の作用点のベース中に対する割合 $\left. \begin{array}{l} \text{I} \\ \text{II} \\ \text{III} \\ \text{IV} \end{array} \right\} 33\frac{1}{3}\%$	(1) せん断に対する安全性の検討（後述） (2) 弾性応力に対する安全性の検討 コンクリートの90日強度を基準 ・ 圧 縮 A ₁ 及びA ₂ では安全率4、B ₁₁ B ₂₁ B ₂₂ 及びB ₂₃ では安全率3 ・ 引 張 A ₁ 及びA ₂ では、安全率3 B ₁₁ B ₂₁ B ₂₂ 及びB ₂₃ では安全率2 $\left(\begin{array}{l} \text{引張強度は圧縮強度の} \\ 1/10とみなすことが} \\ \text{できる。} \end{array} \right)$

機関名 比較事項	日 本	米 国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
		σ_{zu} = 上流端の所要最小圧縮応力 P = 排水孔を考慮した水圧の係数 w = 水の単位重量 h = 貯水池水深 f_c = コンクリート表面の引張強度 S = 安全率 P : 排水孔のない場合は 1.0、排水孔を設けた場合は 0.4 とする。 S : 荷重状態①で 3.0、但しこの場合 σ_{zu} の値が 0 以下であってはならない。荷重状態②で 2.0、荷重状態③で 1.0 とする。 ・基礎岩盤内の最大許容圧縮応力は基礎材料の圧縮強度を、荷重状態①で 4.0、②で 2.7、③で 1.3 で割った値以下とする。	V } 合力の作用点はベース内にあり基 V } 礎の許容支圧力をこえないこと。 ・(3)については圧縮応力に対しては、1 年強度は安全率 4 以上でなければならない。	
E. セン断の検討方法と所要安全率	・せん断摩擦安全率を Henny の公式により検討する。 $n = \frac{\tau_o L_o + fV}{H} \quad n \geq 4$ V : 剪断面に作用する垂直力の総計 H : " 剪断力の総計 τ_o : 剪断面の剪断強度 f : 剪断面の内部摩擦係数 L_o : 剪断抵抗力が生ずる剪断面の長さ	・せん断摩擦安全率を Henny の公式により検討する。 $Q = \frac{CA + (\sum N + \sum U) \tan \phi}{\sum V}$ Q : セン断摩擦安全率 C : 純せん断強度 A : 考えている断面積 $\sum N$: 垂直力の合計 $\sum U$: 揚圧力の合計 $\tan \phi$: 内部摩擦係数 $\sum V$: セン断力の合計 ・所要安全率は ダム内任意断面、基礎岩盤との接触面に対して	・せん断に対する検討は 2 段階に分けられる。 まず水平力と鉛直力の比 ($\sum H / \sum V$) である滑動係数を算出する。これが物質の内部摩擦係数より十分小であれば良い。但しこの滑動係数は各荷重状態で次の最大値を超えてはならない。 荷重状態 最大滑動係数 I - II 0.65 III 0.65 IV 0.65 V - VI 0.85	・荷重状態に応じて次式で算出する。 荷重状態 A_1, A_2 に対して $\frac{\tau_o L_o}{5} + \frac{fV}{1.5} \geq H$ 荷重状態 $B_{11}, B_{21}, B_{22}, B_{23}$ に対して $\frac{\tau_o L_o}{4} + \frac{fV}{1.2} \geq H$ V : 剪断面に作用する垂直力の総計 H : " 剪断力の総計 τ_o : 剪断面の初期せん断強度

機関名 比較事項	日 本	米・国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
		荷重状態 ①で $Q \geq 3.0$ ②で $Q \geq 2.0$ ③で $Q \geq 1.0$ 基礎岩盤内部の弱層等で仕切られた基礎岩盤ブロックにおいては、 荷重状態 ①で $Q \geq 4.0$ ②で $Q \geq 2.7$ ③で $Q \geq 1.3$	・滑動係数が上記の規準を満足しない場合はせん断摩擦安全率を検討する。 $S_{sr} = \frac{f \cdot \Sigma V + r s A}{E H}$ S_{sr} = せん断摩擦安全率 r = 最大せん断応力に対する平均値の割合 (通常 0.5 とする) s = 物質の単位せん断強度 f = 摩擦係数	f : せん断面の内部摩擦係数 L : 剪断抵抗力が生ずる剪断面の長さ
F- 岩盤強度等の抵抗力の算定方法	・岩級区分に対応した変形特性およびせん断強度を原位置試験により求める。	・変形性とせん断強度を室内試験もしくは原位置試験で求める。 ・せん断強度は、次の様に分類して求める。 各材料毎の ① 密着部のせん断強度 ② 不連続面のすべり摩擦強度 ③ 異なる材料間のせん断強度 (コンクリートとの接触面等) ・せん断試験時の τ - σ 関係は Coulumb の式のように一般には直線関係にはならないので垂直応力のレベルを考慮して、 τ 及び f を求める。		・基礎岩盤の変形性とせん断強度 ・異方性、飽和状態における変化についても現位置試験をもとに検討しなければならない。

機関名 比較事項	日 本	米 国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
		・異質の材料からなる岩盤のせん断抵抗力を求める場合は各材料の変形性を考慮して決定する。  上図で堅硬岩は終局強度になるが節理面及び破碎帯は堅硬岩の破碎時の変位レベルの抵抗力を求める必要がある。堅硬岩の分布が少なく、堅硬岩の破壊後の総抵抗力が大きくなる場合にはその抵抗力を用いることができる。		

まず考慮する荷重で重大な差異は、米国開拓局及び工兵隊では下流面に作用する静水圧を荷重として考慮していることである。この荷重はせん断ならびに転倒に対して安全側に作用する。我国においては、下流側の水位の影響は、下流端揚圧力についてのみ考慮することとしているのに対して重大な差と言わなければならない。次に我国以外では、いずれも氷圧を荷重として考慮しているが波浪による静水圧の増加の方がはるかにダムに与える影響は大きく我国における氷圧の省略は妥当と思われる。温度荷重を米国開拓局およびスペインで考慮しているがこれは横継目をジョイントグラウチングした曲線重力ダムあるいは3次元的效果を期待した設計を行なっているためで、完全な2次元設計を行なっている我国および米国工兵隊ではその影響は小さいとして考慮をしていない。その他米国工兵隊では、風圧、付加空気圧を考慮しているのは厳密で興味深い。

次に荷重の算定式ならびに算定の方法であるが、下流面静水圧の算定を除けば自重、静水圧堆泥圧、地震時動水圧については実質的に同等の算定式となっている。地震時慣性力と揚圧力には若干の差がある。我国、米国工兵隊およびスペインでは震度法である。スペインでは鉛直震度の $1/2$ の水平震度を取ることとしている。工兵隊では鉛直振動は堤体ならびに貯水に同値に起るので、合力の作用点は変化しないとしているが若干考え方に無理がある。我国では鉛直振動の効果も考慮して水平震度で表すこととしている。米国開拓局は動的解析に基いて地震力を決定することになっており、他の機関より一歩進んだものとなっている。設計に採用する堤体震度の値は各国の地震事情が異なるので一概には論じられないが数字の上からは我国が最も大きい加速度を採用している。

揚圧力は各機関において、各々その取り扱いが異なるが通常の排水孔を有する場合においては我国の荷重算定式は、米開拓局より若干小さい値を採用しており、工学的には危険側となっている。表6-6は荷重の各値を各機関の基準並びに指針の内容にのっとって算出し一覧表にしたものである。この場合ダム高が高く下流側水深が低い本事例の場合は下流側静水圧の考慮の有無が殆ど影響を与えていないが、ダム高が低く洪水放流時の様な下流側の水位が高くなる場合においては相対的にこれによる影響が大きく出ることには注意すべきである。堆泥圧の水平力については我国の慣用的に用いている値は少し小さめである。揚圧力については我国の算定法は $500 \sim 900$ t 過少な値を示している。この結果地震時において水平力で $0 \sim 150$ t 鉛直力で $400 \sim 800$ t 比較した諸機関とは差を生じており、いずれも工学的には危険側の傾向を示している。ダムの安定度に対する影響を端的に示す $\Delta H / \Delta V$ でみれば地震時で $0.04 \sim 0.07$ 、常時で $0.015 \sim 0.05$ 小さい値となっており、我国の荷重に対する取扱いは、諸外国に比して若干工学的には過少に見積っていると結論できる。今後更に地震力を含めて、揚圧力、堆泥圧については検討を必要とする。

次に貯水池の状態と荷重の組合せであるが、我国の場合は貯水池の状態の出現状況と地震発生の可能性とを確率論的に組合せており、貯水位の出現の可能性が少ない程考慮すべき地震力を逡減している。このため構造令で規定する安全性確保のための最低基準（すなわち所要安全

表 6 - 6 荷重の比較

○ 計算の条件

Wc : コンクリートの単位体積重量

2.4 t/m³

k : 水平堤体震度 0.10 G

ℓ : 上流面よりドレーン迄の距離

5 m

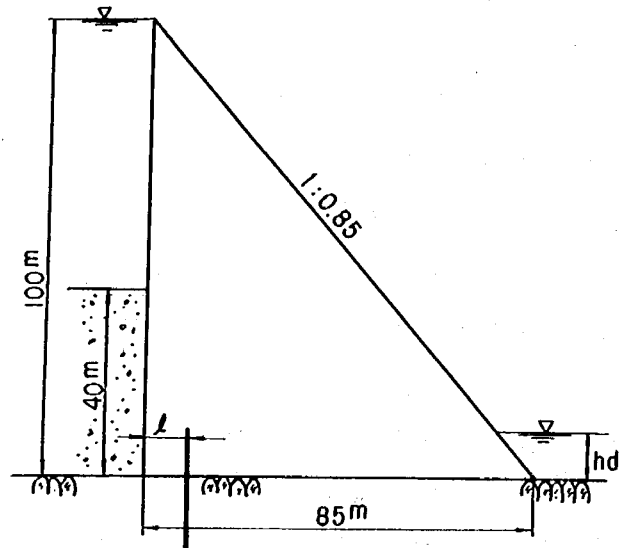
h_u : 上流水深 (波浪高も含む)

100 m

h_{u'} : 揚圧力に影響する水深 9.9 m

h_d : 下流水深 10 m

h_s : 堆泥深 40 m



機関名 荷 重	日 本		米国開拓局		米国工兵隊		スペイン	
	水平力	鉛直力	水平力	鉛直力	水平力	鉛直力	水平力	鉛直力
堤 体 自 重		12,000 ^{t/m}		12,000 ^{t/m}		12,000 ^{t/m}		12,000 ^{t/m}
静水压上流面	5,000 ^{t/m}		5,000 ^{t/m}		5,000 ^{t/m}		5,000 ^{t/m}	
静水压下流面	—	—	— 50	43	— 50	43	—	—
堆 泥 圧	960		1,120		(960)		1,120	
地震時慣性力	1,200	—	(1,200)		(1,200)		1,200	—600
地震時動水压	583		(583)		583		583	
揚 圧 力		—1,829		—2,332		K=50% —2,741		(—1,829)
温 度 荷 重	—		省	略	—		省	略
氷 圧	—		波圧が大きいためでない		同	左	同	左
Σ H , Σ V	7,743 ^{t/m}	10,171 ^{t/m}	7,853 ^{t/m}	9,711 ^{t/m}	7,743 ^{t/m}	9,302 ^{t/m}	7,903 ^{t/m}	9,571 ^{t/m}
Σ H / Σ V	0.761		0.809		0.832		0.826	
地震力を除いた Σ H , Σ V	5,960 ^{t/m}	10,171 ^{t/m}	6,070 ^{t/m}	9,711 ^{t/m}	5,910 ^{t/m}	9,302 ^{t/m}	6,120 ^{t/m}	10,171 ^{t/m}
Σ H / Σ V	0.586		0.625		0.635		0.602	

() は算定法が確定できないので我国と同等とした。

率)は、貯水池と荷重の組合せで異なるものではなく、各貯水池の状態と荷重の組合せについて検討するのは、各ケースにおける荷重の総計が各ダム個有の条件によって異なり、どの状態が最低安全率を示すか検討の前には不明だからである。これに対して欧米の考え方は根本的に異なる。すなわち各荷重の組合せに対して所要の安全率は異なり、通常生じている荷重状態程安全率を大きくすなわち余裕を多く残し、地震等の非常時においてはこの余裕を少なくして、経済的な設計との両立を計ろうとしている。この考え方はそもそもすでに考察したように、その安全率が確保されない場合は破壊するという意味ではないことを考えるならば、十分に工学的には首肯できる考え方である。しかしながら、全ての条件を正確に確定できるならば、そもそも抽象的意味合いを付した安全率は1で良いはずであるから、安全率で表示された値がそのまま1に対する余裕を示すものでないことも事実である。

さて我国においては、いかなる場合においても、所要のせん断安全率は4としている。一方我国が主としてそのダム技術を学んだ米国開拓局においては通常の状態において3.0~4.0、地震力を含めた最大荷重状態において1.0~1.3としており、その差は大差である。一方米国工兵隊においてはせん断の安定性の検証は、昭和32年以前日本でも採用していた滑動係数で行なうこととしており、その後せん断摩擦安全率の検討を行なうこととしており、他の機関が一義的にせん断摩擦安全率の検討を行なうこととしているのと多岐に異なる。スペインにおいても常時と非常時の所要安全率を変えているが、開拓局程その差は大きいものではない。

次にせん断摩擦安全率の定義の方法であるが、我国及び米国の2機関は、(3)式で示される強度安全率の形態を取っている。一方スペインにおいては、同じ強度安全率でも内部摩擦係数に対する余裕はそれ程必要としないという考え方のもとに、(5)式で示される安全率の定義を用いていることは甚々興味深いものである。

表6-5には転倒に対する各機関の取り扱いを並記してある。我国における規定は全ての外力による緑応力を平面保持を原則とする剛体梁として解き、上流端に引張応力を生じてはならないとするものである。米国開拓局は揚圧力を除いた全ての外力に対する上流端応力を算出し、この鉛直応力と材料の引張強度との和が揚圧力強度より大きいことを条件としており、我国とは異なる。我国では揚圧力も外力として取り扱い、総荷重による上流端緑応力を算出しているが、揚圧力を折線(排水孔有の場合)で仮定する限り、この方法だと厳密な意味で上流端に引張応力が生じていないとは言い切れず、この点は既に筆者が指摘した通りである。⁵⁾この点、引張応力を現行のMiddle Thirdの理論を踏襲する限り、これを打消しクラックを発生させないためには、材料の引張強度に期待をせざるを得ず、米開拓局の基準は合理的なものと考えられる。米国工兵隊では、異常時にはMiddle Third断面より合力がはずれても良いとし、一時的な上流端における引張応力の発生を許容していて、非常に興味深い。この時には、下流端に比較的大きな応力が発生するので、岩盤の支持力とこの応力との関係を検証することとしている。

最後に、岩盤強度の評価の方法はいずれの機関においても原位置試験を元に行なっている。米国開拓局では、各性質の異なる岩盤からなる基礎岩盤のせん断抵抗力の算定には各々の岩種の変形能を考慮して決定しているのは実際的な方法である。我国ではこういった場合には、各々の岩盤の終局強度を用いている。この我国の取扱いが開拓局の方法に比して、工学的には危険側となる。

6.4 本報告の結論と今後の検討課題

本報告は未完であるが、現在までの考察により次の点が結論付けられる。

- ① せん断摩擦安全率の定義は、そのアプローチの仕方により様々なものが考えられ、それらは表2に示す通りである。これらのアプローチはそれぞれ④荷重が増加する、⑤強度が減少する、⑥それらが複合して起るとする考え方に分類できる。⑤のアプローチから入る場合は、表6-2に示す(5)式がもっとも妥当な表現法であり、また、④から入る場合は表6-2に示す(6)もしくは、(7)式が考えられる。
- ② 想定される荷重増加、強度減少をもとに所要安全率を各式に対して求めるならば、例えば表6-4が考えられる。
- ③ 安全率の本質的な意味から厳密に所要値を決定できないとの立場に立ち、各国、各機関とのせん断規定の比較を行なうならば次の点を指摘できる。
 - イ. 荷重の算定は揚圧力を除きほぼ各機関とも等しいが、揚圧力は我国の算定式が最も小さい。
 - ロ. 我国以外は、荷重状態の出現する可能性に応じて所要の安全率を逡減している。
 - ハ. 安全率の定義は各国で若干異なるが、所要安全率は地震時においては我国が最も大きくなり、イ.の条件があるにしても実質的に諸外国に比して過大なものを採用していると言い得る。また比較した諸外国の重力ダムは原因がはっきりしているものを除いて、設計体系に起因するようなせん断破壊の事例はない。

重力ダムのせん断規定に考察を加え、以上の結論を得たが、今後検討すべき事項として、

1. 局所安全率に対する考察
 2. 変形特性が異なる岩盤の組合せからなる場合の岩盤の設計強度の検討
 3. 重力ダムの設計法の見直し
- がある。

参考文献

- 1) 石井、飯田、岸本「ダム基礎の合理的設計法」土木研究所資料3337号 1968年2月
- 2) 河川管理施設等構造令および同施行規則、1976年7月及び10月
- 3) U. S. Bureau of Reclamation 「Design of Gravity Dams」、1976年
- 4) 水野「外国諸機関のダム設計基準および指針」水公団試験所第一試験課資料7906号 1976年3月
- 5) 建設省河川局「多目的ダムの建設第3巻」p46、1977年

7. 河川砂防技術基準(案)について(その2)(第7回勉強会4月7日)

本勉強会テーマは第5回勉強会に引継き行われたものであり、本報告書においては5章に一括して記載した。

8. 中空重力式ダム設計 —横山ダムの事例— (第8回勉強会5月12日)

8.1 型式の決定

横山ダムは、当初、重力式ダムで計画されたが、その後、地質、その他が判明するにつれて中空重力式、アーチ式、ロックフィル式も検討された。

しかし、最終的に、アーチ式が地質に、ロックフィル式が石材採取、洪水量に、それぞれ難点があり、重力式に対しては、中空重力式の欠点が設計、施工上の研究、工夫で克服でき、中空重力式の経済性の有利さを減ずるものではないという判断から、中空重力式に決定された。

なお、左右岸数ブロックは、地質の関係から重力式とされた。

表8-1 横山ダムにおけるダム型式の比較

型式	事業費	利 点	欠 点
中空重力式	49.5億円 (100%)	1. 基礎処理が打設と並行して入念にできる。 2. クーリングの必要性は最も少ない。 3. 堤体内仮排水路、水圧鉄管等は空洞部分が利用できる。 4. 竣工後、漏水処理の必要があっても容易に確実にできる。 5. コンクリート量が節約できる。 6. ダム底長が長いので、応力が均等になり、せん断強度に対する制約が小さい。	1. 型枠工は面倒である。 2. 急傾斜部の掘削が、重力式よりやや面倒である。 3. ダイヤモンドヘッドに於ける水圧鉄管等の埋設に注意を要する。 4. ダム軸方向の地震に対する剛性は、重力式より小さい。 5. 工事中の洪水処理は、重力式より注意を要する。 6. 底面積大で掘削量が大になる。
重力式	51.5億円 (104%)	1. 工事中、竣工後の洪水処理が最も安全である。 2. 経験が多く、全体的な信頼度が高い。 3. 水門、水圧鉄管等の堤体内開口は最も不安が少ない。	1. クーリングが必要である。 2. 温度応力が明確でない。 3. オーバーローディングに対する安全性が低い。 4. 下流からの資材輸送が、他の型式より手数がかる。
アーチ式	56.5億円 (114%)	1. 構造及び施工が、設計上の仮定に比較的近い。 2. オーバーローディングに対する安全性が高い。	1. バイブクーリングが必要である。 2. 各水門のスピルウェイの配置および下流との関係が、他の型式より水理上複雑である。 3. 左岸側は下流で谷が開いているので、スラストブロックを設けても不安が残る。 4. 設計条件にふさわしい岩盤改良ができるか疑問である。
ロックフィル式	51.4億円 (104%)	1. 基礎岩盤応力が最も小さい。 2. 基礎処理が容易である。 3. 下流からの資材輸送の点で有利である。	1. 流域面積大で、洪水処理が最も危険である。 2. フェーシングの不同沈下の可能性がある。 3. 石材採取に疑問がある。 4. 発電所工事が困難、高価である。 5. 維持費が高くつく可能性がある。

中空重力式でも、水平断面形状は次の2つの案がある。

2つの案の利点は次のようなことであった。

I型のバックフランジがあるので、ダム軸方向に対し剛性が増し、

上下流方向に対しては、断面二次モーメントが大きくなり、

応力の点で有利になる。

○ウェブが直射日光、風雨から保護される。

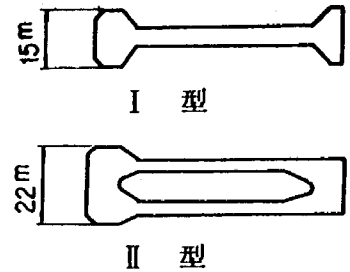
II型の中央空洞部の型枠工が容易である。

○ダム軸方向の地震に対し、I型より安全である。

○横継目の数が少なくなり、止水工、型枠工の上で有利である。

○鉄管等を、ブロックジョイントを切らずにダイヤモンドヘッド中央部で通せる。

当初、II案を採用する予定であったが、II案では、ダイヤモンドヘッド下流部内側に引張りの発生する恐れがあること。谷形状からウェブの高さに差が生じ、不等沈下により好ましくない応力が発生することが予想され、結局、I型断面に決定した。



8.2 中空重力式部分の設計（非越流部、最大断面）

8.2.1 経済的断面の上下流面勾配 m 、 n と等値断面幅比 S の決定

- 設計条件
- ① 上流端垂直応力に引張を生じないこと。
 - ② せん断摩擦安全率が4.0以上であること。
 - ③ 堤内引張応力は、地震時のみ、多少の引張りを許す。

表 8-2 設計荷重（単位幅当り）

h : 設計水位までの高さ（基本三角形頂点）

7 0.0 m

h_o : 常時満水位 //

6 8.5 m

h_s : 堆砂位 //

4 1.0 m

W_w : 水の単位体積重量

1.0 t/m³

W_e : 堆砂の水中 //

1.1 t/m³

W_c : コンクリートの //

2.4 t/m³

C_e : 土圧係数

0.4

k : 水平震度（満水地震時）

0.15

μ : 揚圧力係数（上流端、底面）

1.0

a : ダイヤモンドヘッド長/全底長（仮定）0.2

$f(\theta)$: 動水圧係数（ $= \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}$ ）（//）0.8

B : コンクリートブロック幅

1 5.0 m

θ : $\tan^{-1} m$

荷 重	
水平力 H	静水圧 $\frac{1}{2} W_w h^2$
	堆砂圧 $\frac{1}{2} W_e C_e h_s^2$
	地震時自重慣性力 $\frac{1}{2} (m+n) W_c k h^2 S$
	動水圧水平成分 $\frac{7}{12} W_w k h_o^2 f(\theta)$
鉛直力 V	水重 $\frac{1}{2} m W_w h^2$
	堆砂重 $\frac{1}{2} m W_e h_s^2$
	自重 $\frac{1}{2} (m+n) W_c h^2 S$
	動水圧鉛直成分 $\frac{7}{12} W_w k h_o^2 f(\theta) \cdot m$
	揚圧力 $-\frac{1}{2} (m+n) a \mu W_w h^2$

表 8-2 では、自重、自重慣性力のみ等値断面幅 $S\ell$ で考え、計算式中では $S = S\ell/B$ として率で使用している。

他の外力は、ブロック幅 B のまま考えるから、 $S = B/B = 1$ (単位幅) となる。

ここで $S\ell$ は、1 ブロックの各標高の水平断面積を長方形に置き換えたときの幅の値である。(ところで、 S の値は、各標高ごとに変化するので、底面に於ける S を使う表 8-2 の自重、自重慣性力は正確ではない。)

①の上流端垂直応力に引張を生じない条件

底面水平断面を矩形断面〔幅 $S\ell$ 、長さ $(m+n)h$ 〕と仮定すると、

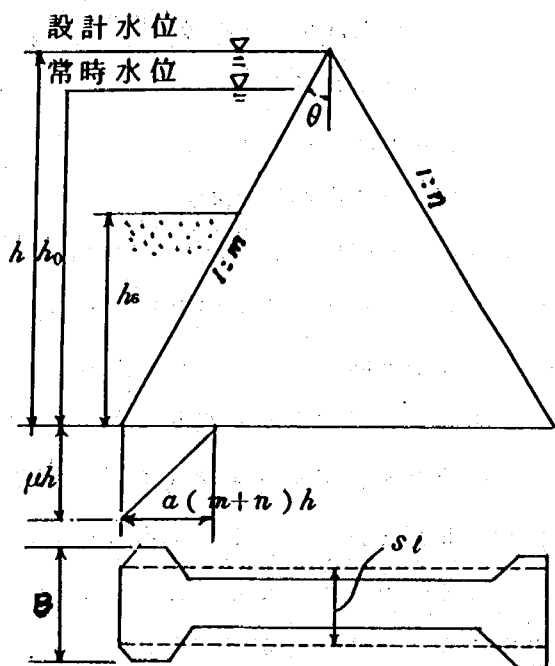


図 8-1

$$\text{断面二次モーメント } I = \frac{b h^3}{12} = \frac{S\ell \cdot (m+n)^3 \cdot h^3}{12}$$

$$\text{断面中心より上流端までの距離 } y = \frac{(m+n)h}{2}$$

$$\text{なので、断面係数 } W = \frac{I}{y} = \frac{S\ell \cdot (m+n)^2 h^2}{6} \quad \text{となる。また、}$$

$$\text{断面積 } A = S\ell \cdot (m+n) \cdot h \text{ となる。}$$

鉛直力 V においては、堆砂荷重は安全側に働くので除き、モーメント M を求め、上流端垂直応力 $\sigma_v = \frac{V}{A} - \frac{M}{W} = 0$ として、上流面勾配 m と $S(m+n)$ の関係を求めると、次式のようになる。 $S \cdot (m+n)$ は、コンクリート量に関係する。

$$S \cdot (m+n) = \frac{0.36(m+n)^2 - 2.268m(m+n) + 1.1574(1+m^2)}{2.4(m+n) - 2.4m - 0.36}$$

この式を $m+n = 1.00 \sim 1.20$ 、 $m = 0 \sim 1.0$ の範囲で図示すると、図 8-2 下部の曲線群のようになる。

②のせん断摩擦安全率 $n \geq 4.0$ の条件

$n = \frac{\tau A + fV}{H}$ の Henny の式において、 $n = 4$ 、内部摩擦係数 $f = 0.7$ 、岩盤のせん断強度 $\tau = 150 \text{ t/m}^2$ とし、鉛直力 V 、水平力 H に堆砂荷重を考慮したものを使って、 m と $S \cdot (m+n)$ の関係を求めると、次式のようになる。

$$S \cdot (m+n) = \frac{0.14(m+n) - 1.04m + 5.16}{4.53}$$

この式を①の場合と同様に図示したものが、図8-2上部の2本の直線である（他の直線は省略）。

図8-2において、①の条件の時は $(m+n)$ が大きいほど、 $S(m+n)_{\min}$ が小さくなることを示している。一般に、堤体応力分布の均一性から、上下流面等勾配断面が優れ、また

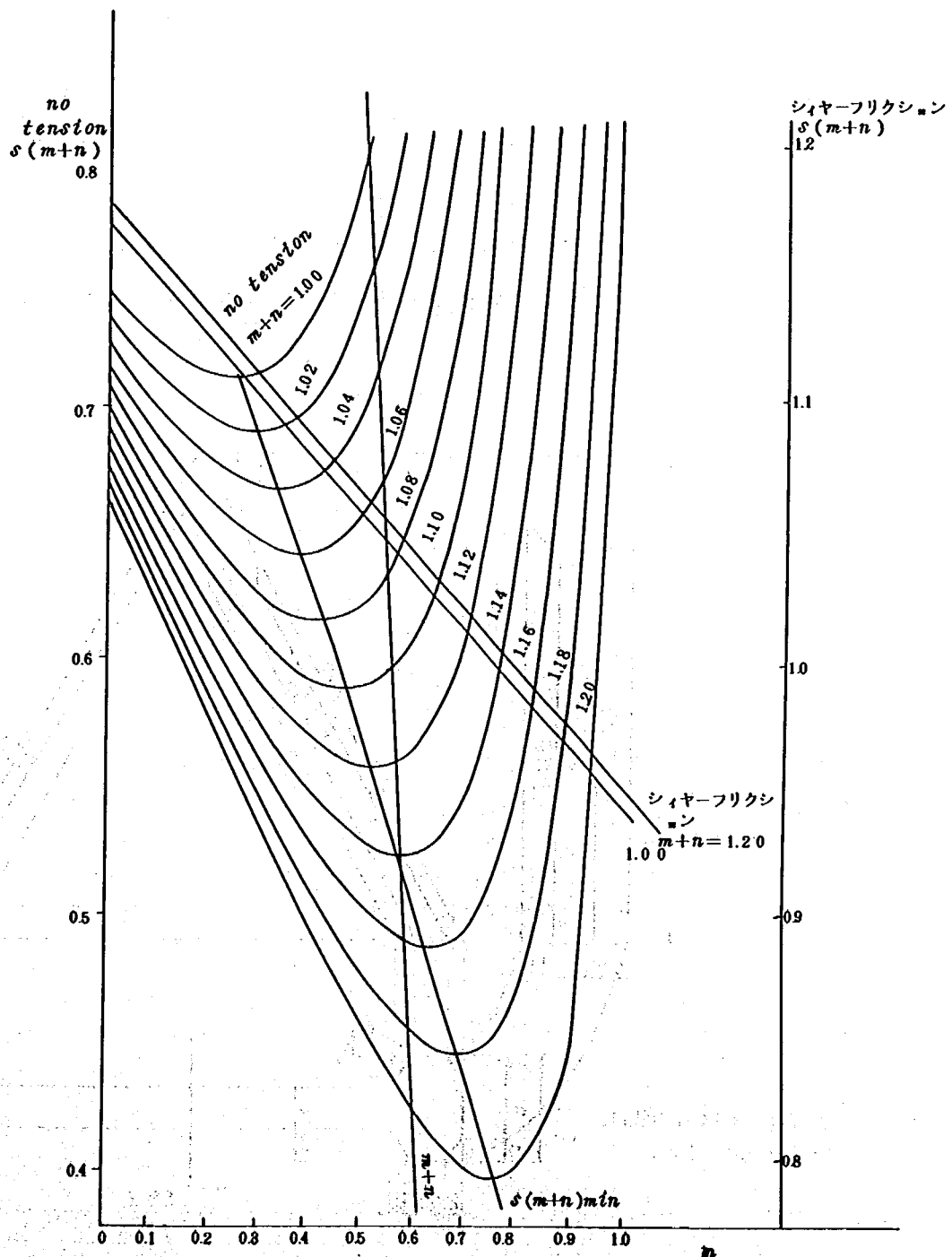


図8-2 $S(m+n) - m$ 関係図

次に、②の条件時は、図より、 $S(m+n)=1.047$ となり、 $S=0.9518$ となる。しかし、この時、 $S=1.00$ 、つまり岩盤全面にコンクリートを打つことにすれば、これも問題なくなることになる。

ウェブは、立ち上がり方向に片側当り、1.25%の傾斜をつけ、不必要なコンクリート量を減少させる。また、ダイヤモンドヘッドのブロックジョイント接触幅も、立ち上がり方向に変化させる。バックフランジのブロック接触幅は、3mと一定にした。

基本水平断面の $S \approx 0.506$ であるが、体積としての $S^{(**)}$ は 0.57 となり、前に決定した 0.542 より大きくなり、安全である。



8.2.3 堤体内部、岩盤接触部での応力、安全率の検算

揚圧力の分布は、下図の通りとする。

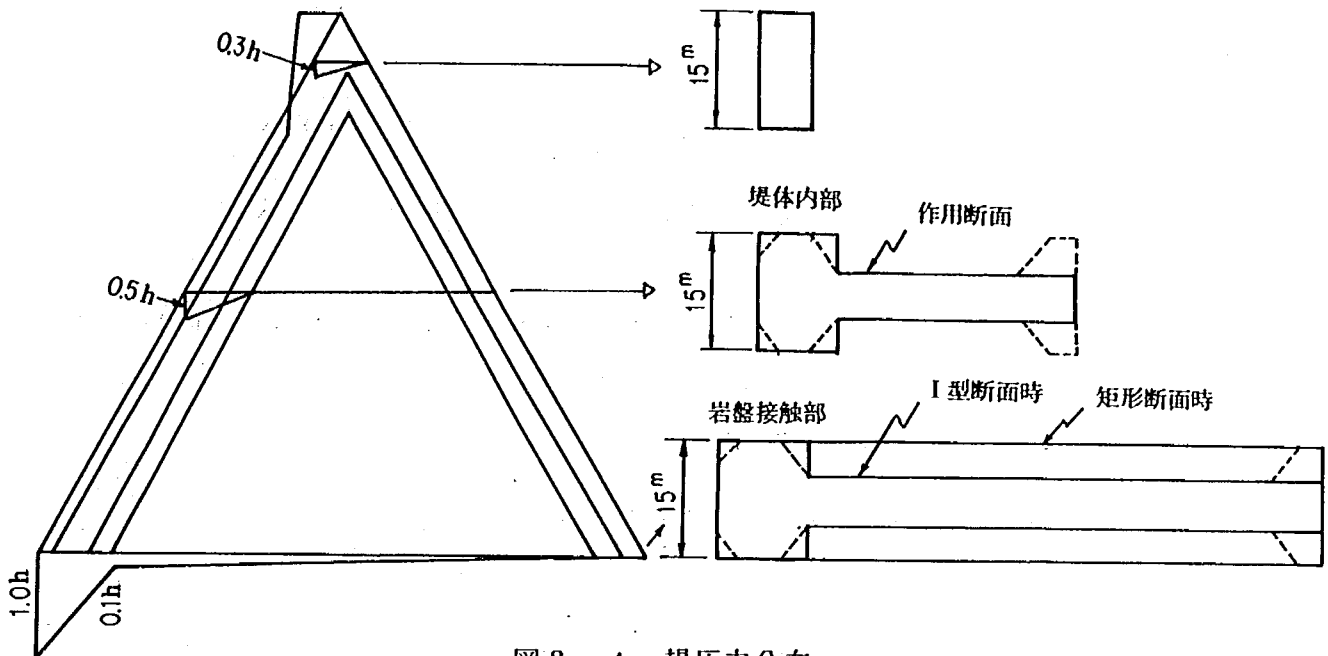


図 8-4 揚圧力分布

満水地震時、応力を求める際は堆砂荷重を除く。

安全率を " " 加える。

<堤体内部>

a) 応力

$\sigma_y = \frac{V}{A} + \frac{M}{W}$ を用いて、鉛直応力を求める。これより後 h は基本三角形頂点からの距離とする。

○断面積：A

右図で $a = 0.02h + 3.4$

$$b = \sqrt{6.364^2 - c^2}$$

$$c = 7.5 - (2.125 + 0.0125h)$$

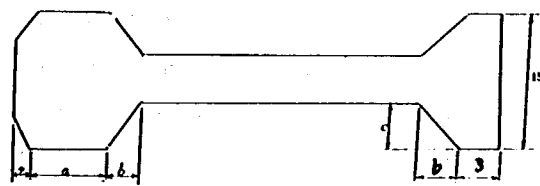


図 8-5

$$A(h) = [1.1h \times 7.5 - \frac{1}{2}(3 \times 2) - c \times \{1.1h - (2 + a + b + 3)\}] \times 2$$

$$= (84.3 + 10.75b) + (4.68 - 0.025b)h + 0.027h^2$$

$$= a_0 + a_1h + a_2h^2$$

$A(h + \Delta h)$ の値をテイラー展開で求めると、

$$A(h + \Delta h) = A(h) + \Delta h \frac{\partial A}{\partial h} + \frac{1}{2}(\Delta h)^2 \frac{\partial^2 A}{\partial h^2} + \frac{1}{6}(\Delta h)^3$$

$$\frac{\partial^3 A}{\partial h^3} + \dots = a'_0 + a'_1\Delta h + a'_2\Delta h^2$$

同様に、他のものも次のようになる。

$$\text{○断面重心位置 } x_s(h + \Delta h) = c'_0 + c'_1\Delta h + c'_2(\Delta h)^2$$

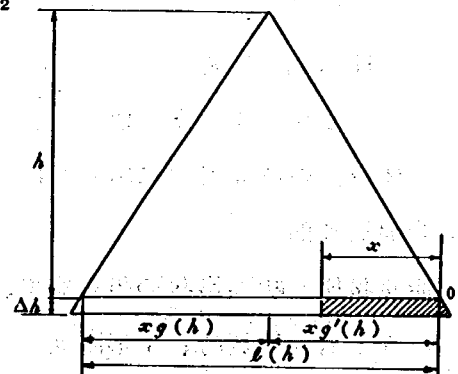


図 8-6

○断面二次モーメント $I_x(h+dh) \cong e'_0 + e'_1 dh + e'_2 (dh)^2$

○鉛直力 $V(h+dh) \cong A_0 + A'_0 dh + A''_0 (dh)^2$

○モーメント $M(h+dh) \cong B_0 + B'_0 dh + B''_0 (dh)^2$

従って、

$$\sigma_y(h+dh, x) = \frac{V(h+dh)}{A(h+dh)} + \frac{M(h+dh)}{I_x(h+dh)} \times [x'_x(h+dh) - x]$$

$$= (A_1 + A_2 dh + A_3 dh^2) + (B_1 + B_2 dh + B_3 dh^2) x$$

ここで $dh=0$ とすると、

$$\sigma_y(h, x) = A_1 + B_1 x \quad (=212.75 - 2.1688x \cdots \cdots h=7.0 \text{ (EL.13.9m) のとき})$$

$\sigma_x(h, x)$ 、 $\tau_{xy}(h, x)$ についても、別に求める。

次に、これらを用いて、主応力等を求めると、

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad \tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

となる。

表8-3にEL.13.9m ($h=7.0$ m)の時の各値を示す。

表8-3 堤体内部の応力(岩盤接触部直上)(t/m^2)

x	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_1	σ_2	τ_{max}	θ
0	64.36	212.75	117.01	277.11	0.01	138.55	61°12' (下流端)
10.0	125.38	191.06	108.99	272.05	44.39	113.83	53°23'
20.0	125.07	169.37	99.73	249.38	45.06	102.16	51°16'
30.0	124.33	147.68	90.91	227.67	44.35	91.66	48°40'
40.0	123.15	126.00	82.52	207.11	42.05	82.53	45°30'
50.0	121.53	104.31	73.57	186.99	38.85	74.07	41°40'
60.0	119.44	82.62	67.06	170.57	31.49	69.54	37°20'
70.2	68.04	60.50	21.99	86.58	41.96	22.31	40°08'
77.0	67.87	45.75	17.44	77.46	36.16	20.65	28°49' (上流端)

x: 下流端からの距離

b) 安全率

Henny の式を用い、 $\tau_0 = 400 t/m^2$ 、 $f = 0.75$ で計算すると、岩盤接触部直上で $n = 5.29$ となった。他の任意の標高での n は、総てこれ以上の値を示している。従って、堤体内部の滑動安定に関しては、特に問題はないと考えられた。

<岩盤接触部>

荷重状態、断面形状の組合せで、次の3種類を行なった。

A: 満水地震時、I形断面

B: " "、矩形断面(フーチング4.5m厚考慮)

O : 満水常時、矩形断面（フーチング4.5 m厚考慮）

a) 応力

堤体内部の所で用いた式の、変更すべき荷重（揚圧力、フーチング）を書きかえて用いた。その結果を表8-4に示す。

表8-4 岩盤接触部の応力 (t/m²)

種類	A	B	C
上流端 σ_1	28.04 t/m ²	6.84	25.20 ……①の条件
" σ_2	13.09	-14.52	11.60 ……③の条件

b) せん断摩擦安全率 n

$\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$, $f = 0.7$ を用いて計

算すると、表8-5のようになった。

表8-5 岩盤接触部の安全率

種類	A	B	C
断面積 A	584.7m ²	1155.0	1155.0
n	2.52	4.06	5.37 ……②の条件

Aの場合は、フーチングによって、断面積を増す必要があることを意味している。

8.2.4 貯水池空虚時の応力検算

$k = -0.075$ 、I形断面、非溢流部
(No.7ブロック)

$$\sigma_{ya} = 102 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_{ya} = 86 \text{ t/m}^2$$

$k = -0.075$ 、矩形断面、溢流部 (No.10ブロック) $\sigma_{ya} = 85 \text{ t/m}^2$, $\sigma_{ya} = 55 \text{ t/m}^2$

$k = -0.075$ 程度の地震に対しては、十分安全である。

8.3 光弾性実験

附帯構造物の関係で、断面の一部に変形断面を余儀なくされ、その為、光弾性実験により、応力解析が補足された。

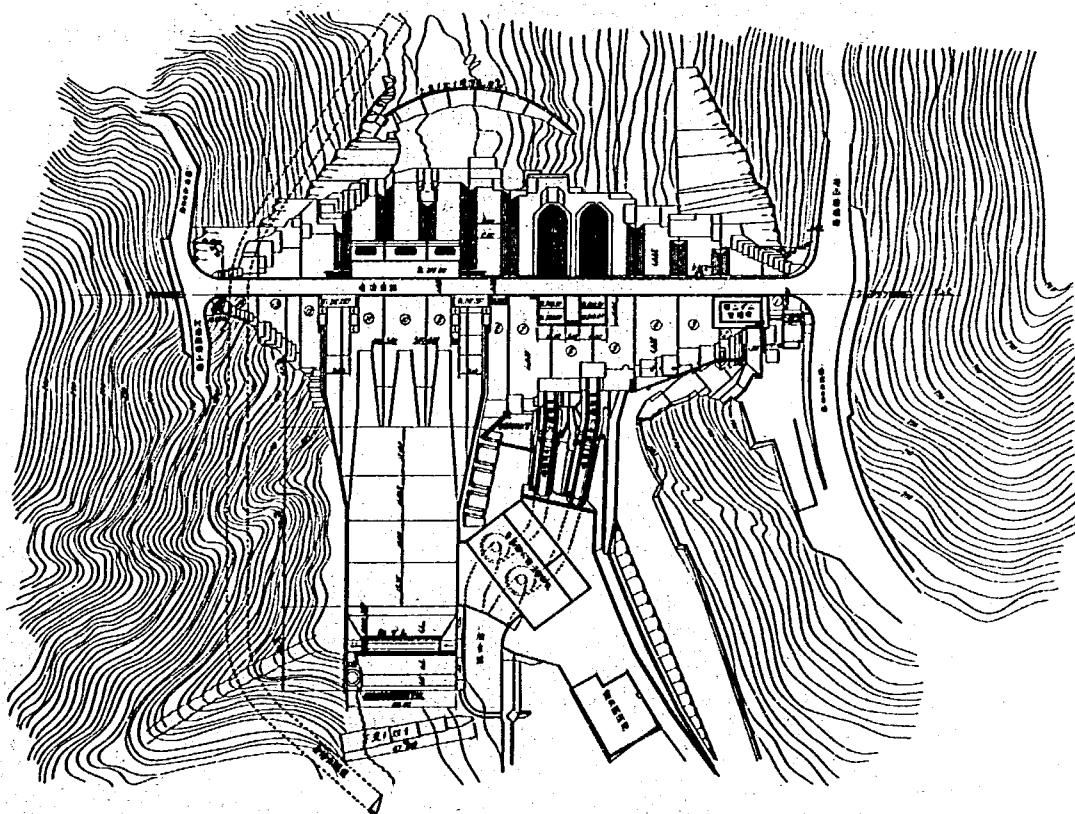


図8-7 ダム平面図

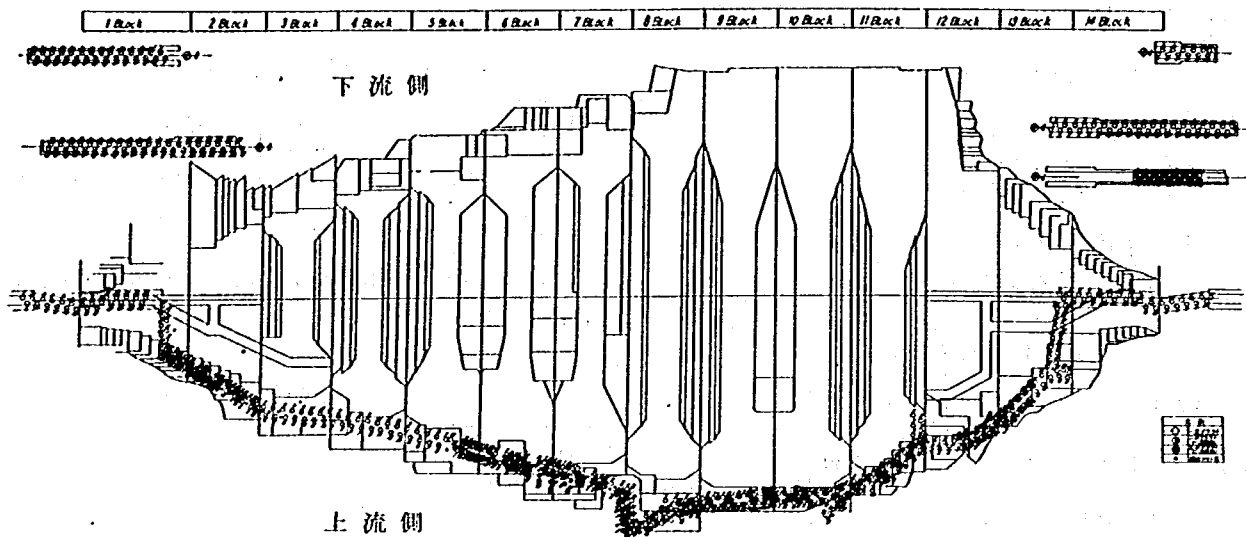


図 8-8 ダム底面図

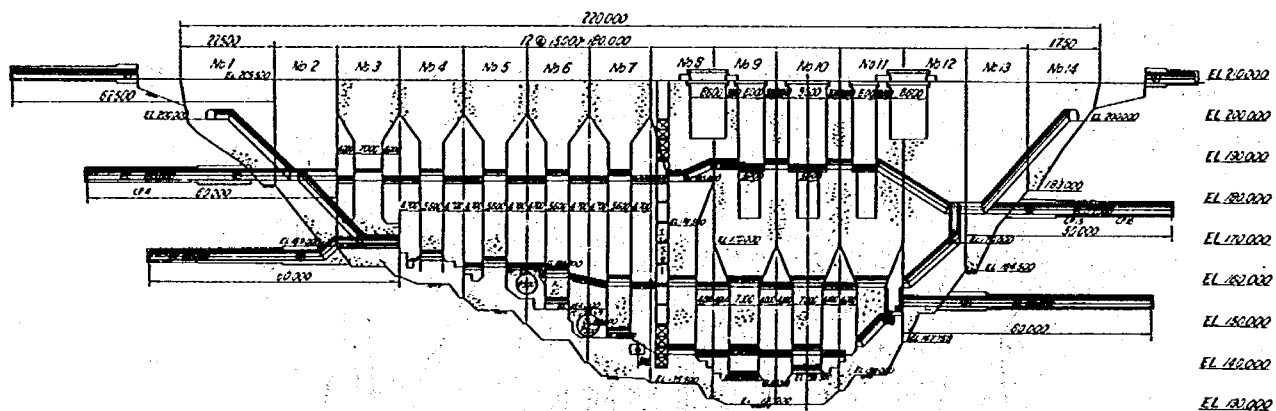


図 8-9 ダム上流側から見たダム軸断面図

9. コンクリートダム温度応力解析について(第9回勉強会5月26日)

9.1 概 要

コンクリートは硬化する際、セメントの水和作用によって発熱する。ダムのようなマスコンクリートでは熱放散の割合が小さいので、 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 温度上昇することになり、これに起因する体積変化は外的支持条件から生ずる外的拘束、コンクリート内部の温度応力分布、形状、熱膨張係数、弾性係数の違いなどにより自由変形が拘束され、温度応力が生じ多くのクラックを生ずる。このクラック発生防止の為、ダムコンクリート内の発熱冷却が温度応力にどのような影響を及ぼすかを知る事が必要である。温度履歴について実測の観測データが得られたので

① 実測データと計算による温度履歴の比較検討

② 外部拘束による応力解析

について検討した。野村ダムを解析のモデルダムとして行った。

9.2 物性値の検討

温度履歴の実測データに、当研究室の修正カールソン法による温度履歴の結果を適合させるために、計算に用いる物性値の比較検討を行った。

① コンクリートの熱伝導率： k [$\text{Kcal}/\text{m}\cdot\text{day}\cdot\text{deg}$]

② 外気の熱伝達率： α [$\text{Kcal}/\text{m}^2\cdot\text{day}\cdot\text{deg}$]

③ クーリング係数： X [$1/\text{m}$]

図9-1～3にこの結果を示す。図9-1は、実測値とコンクリートの熱伝導率(k)を20～

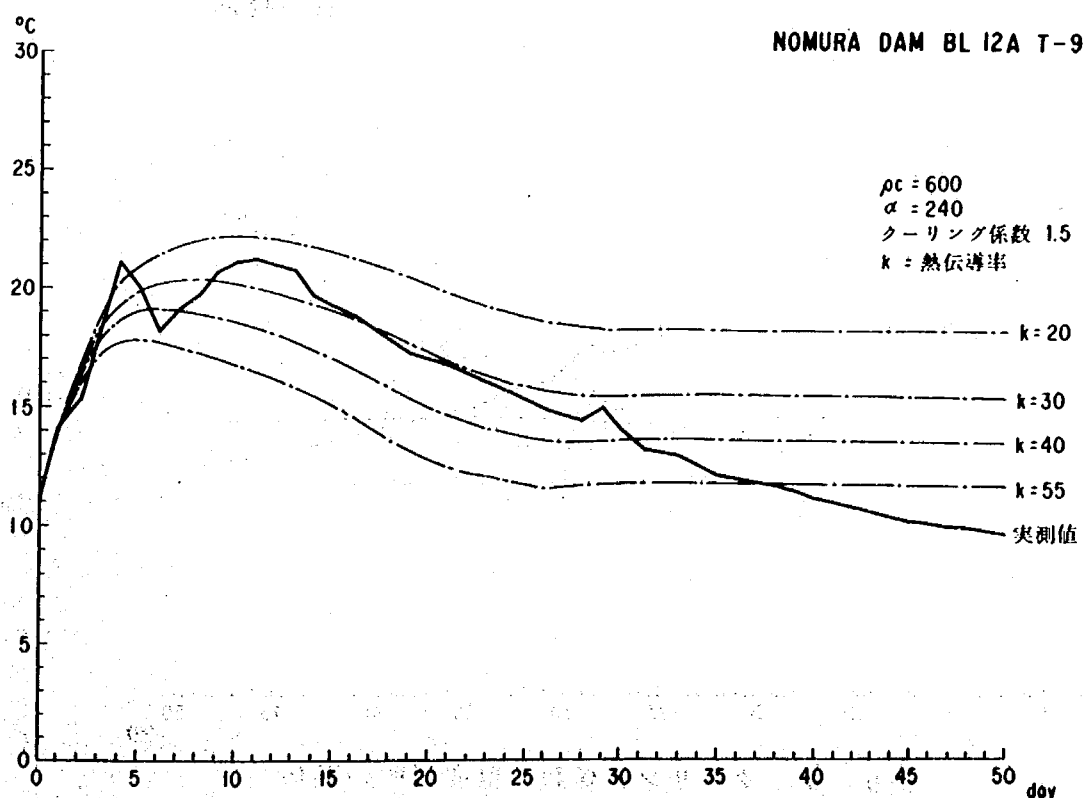


図9-1 熱伝導率と温度履歴の関係

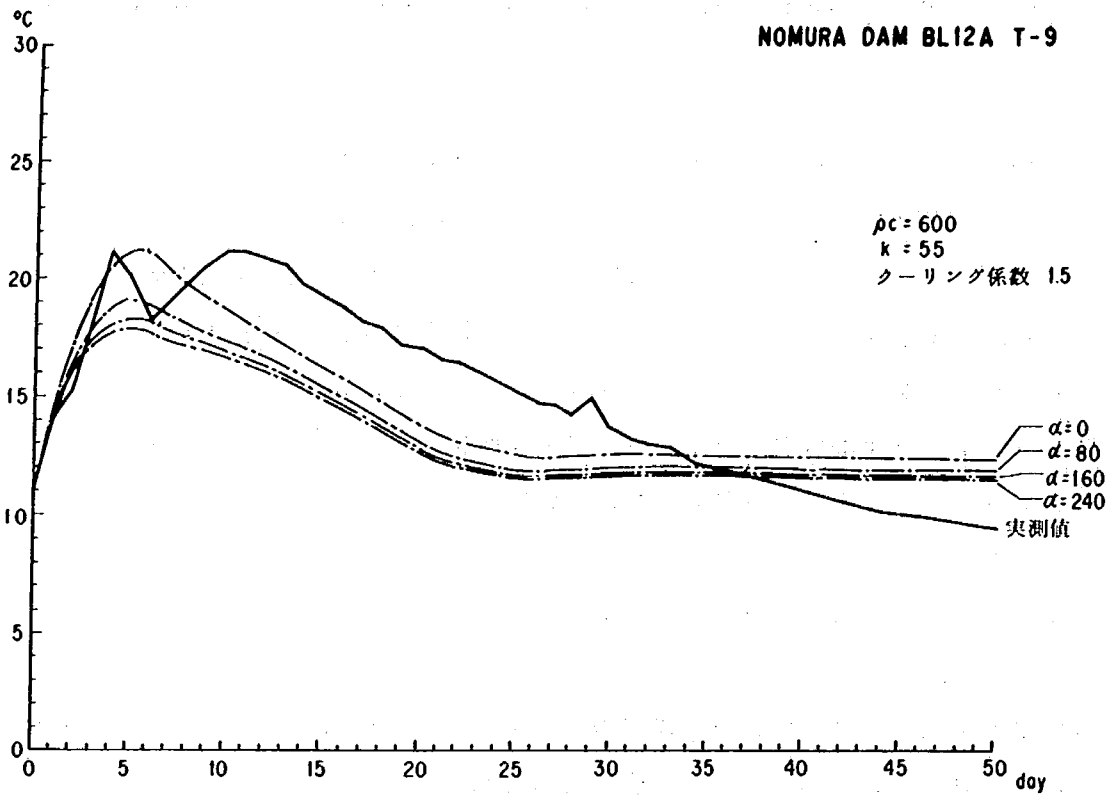


図 9 - 2 α と温度履歴の関係

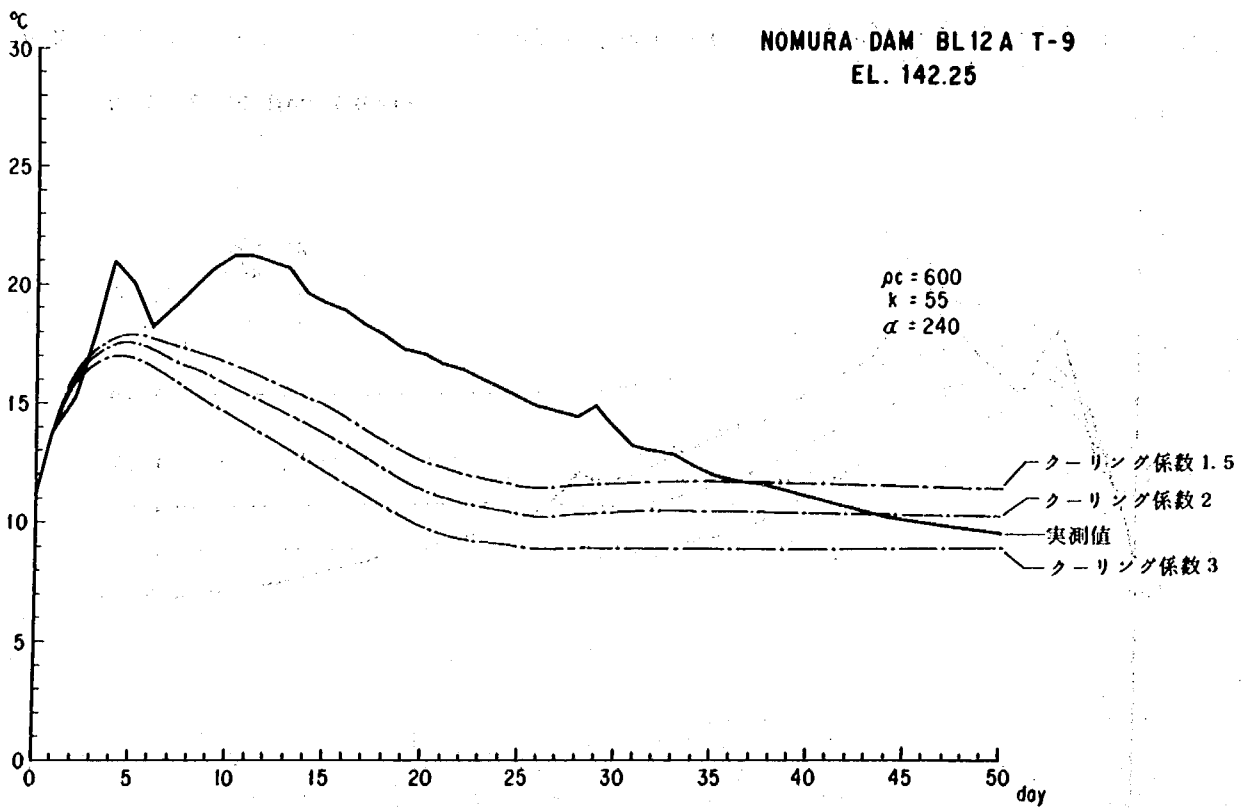


図 9 - 3 クーリング係数と温度履歴の関係

55 $\text{Kcal}/\text{m} \cdot \text{day} \cdot \text{deg}$ までの4種類について計算したものをプロットしたものである。

図9-2は、実測値と外気の熱伝達率(α)を0~240の5種についてプロットしたものである。図9-3は同じくクーリング係数を1.5~3.0までの3種についてプロットしたものである。

以上の結果より、修正カールソン法による温度履歴計算の物性値を下記のような条件とした。

セメント発熱量	$Q_c = 74 (1 - e^{-0.187t}) \text{Kcal/Kg}$
単位セメント量	$C = 150 \text{Kg}/\text{m}^3$
単位体積当り熱容量	$\rho_c = 600 \text{Kcal}/\text{m}^3 \cdot \text{deg}$
コンクリートの断熱温度上昇	$\phi = 18.5 (1 - e^{-0.187t}) \text{deg}$
熱伝導率	$k = 30 \text{Kcal}/\text{m} \cdot \text{day} \cdot \text{deg}$
熱拡散係数	$h^2 = 0.05 \text{m}^2/\text{day}$
外気の熱伝達率	$\alpha = 240 \text{Kcal}/\text{m}^2 \cdot \text{day} \cdot \text{deg}$
クーリング係数	$X = 1.50 \text{1}/\text{m}$

9.3 解析例

解析に当たり解析断面は、温度の影響の無いリフトまでとし、ここでは当該リフトの上下4リフト位とし、外気温は一日の平均値とし、物性値は9.2で求めた数値とした。

結果を図9-4~8に示す。図9-4は9.2で検討されたモデルであり、1リフト1.5mのブロックの中間に埋設された温度計の実測値と計算値をプロットしたもので打設直後から、23日位までは最大2℃位の差で比較的良く合っている。

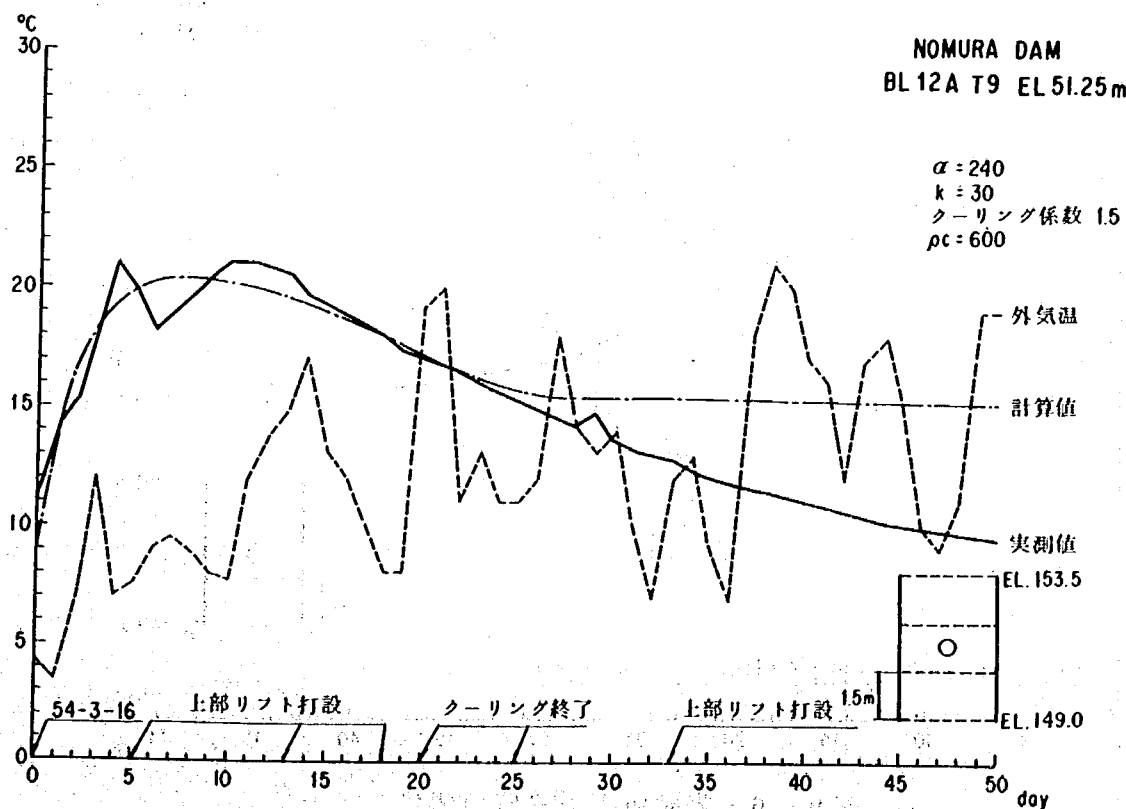


図9-4 実測値と計算値の関係

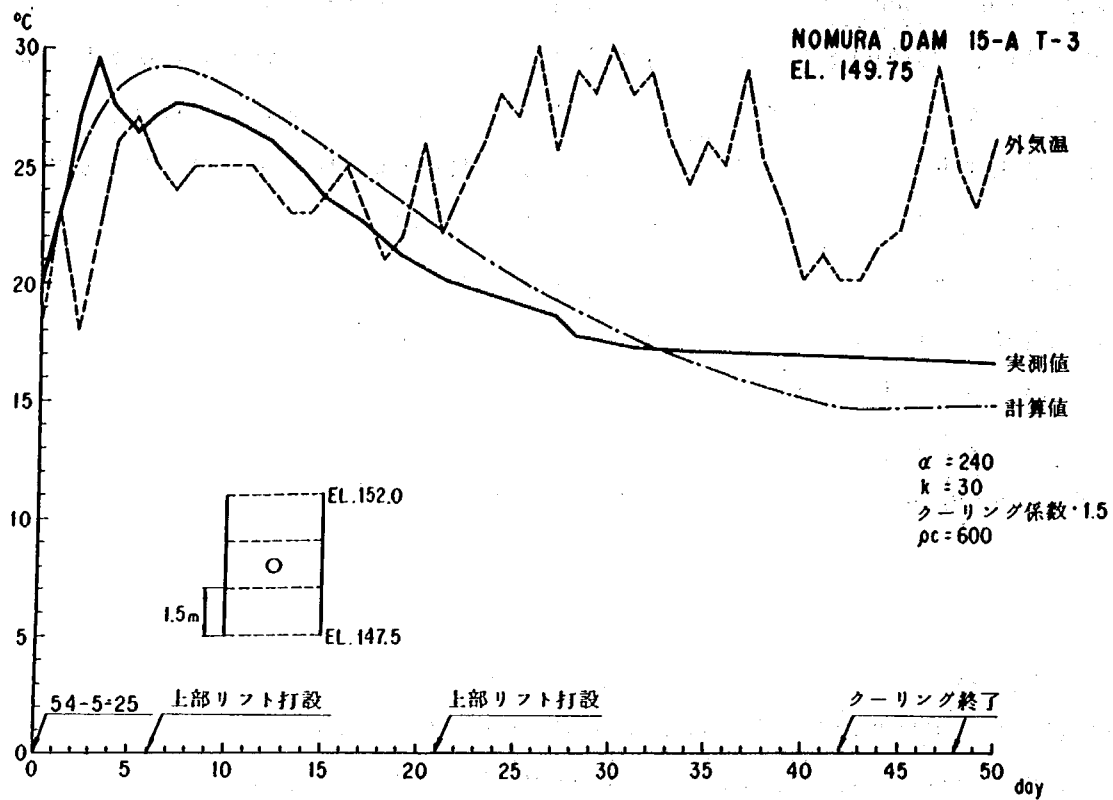


図 9-5 実測値と計算値の関係

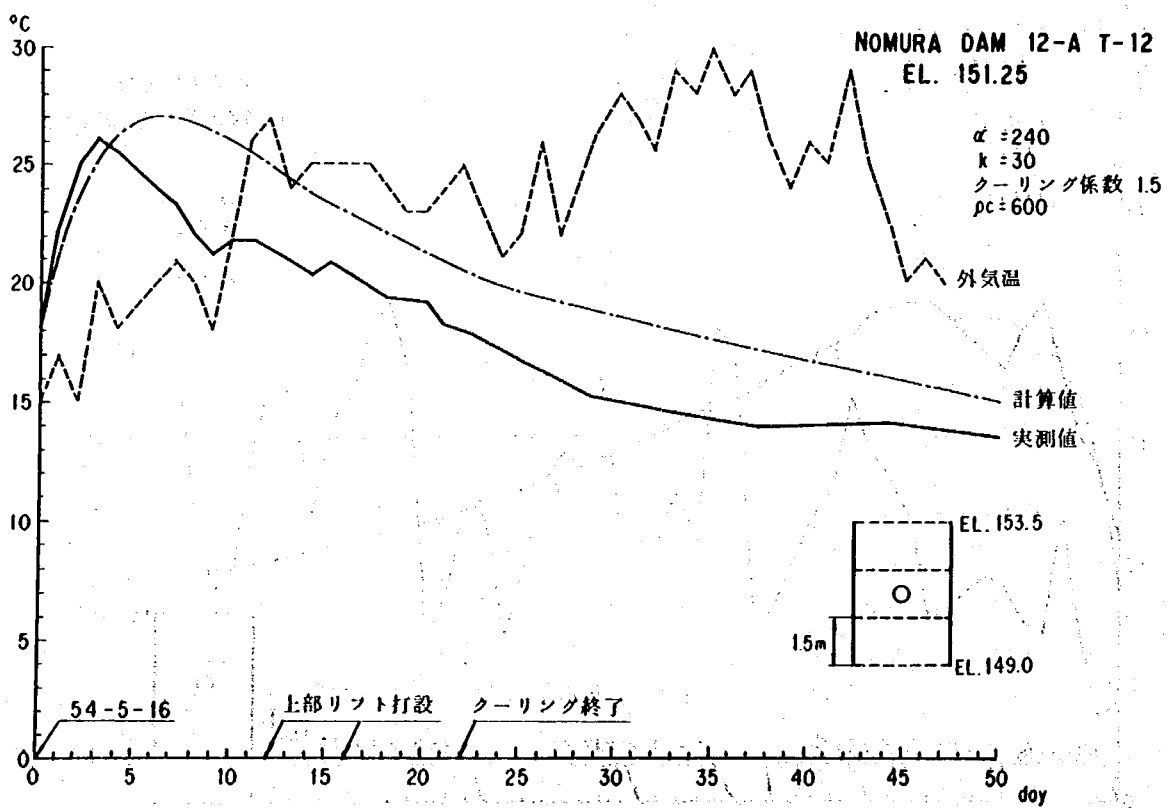


図 9-6 実測値と計算値の関係

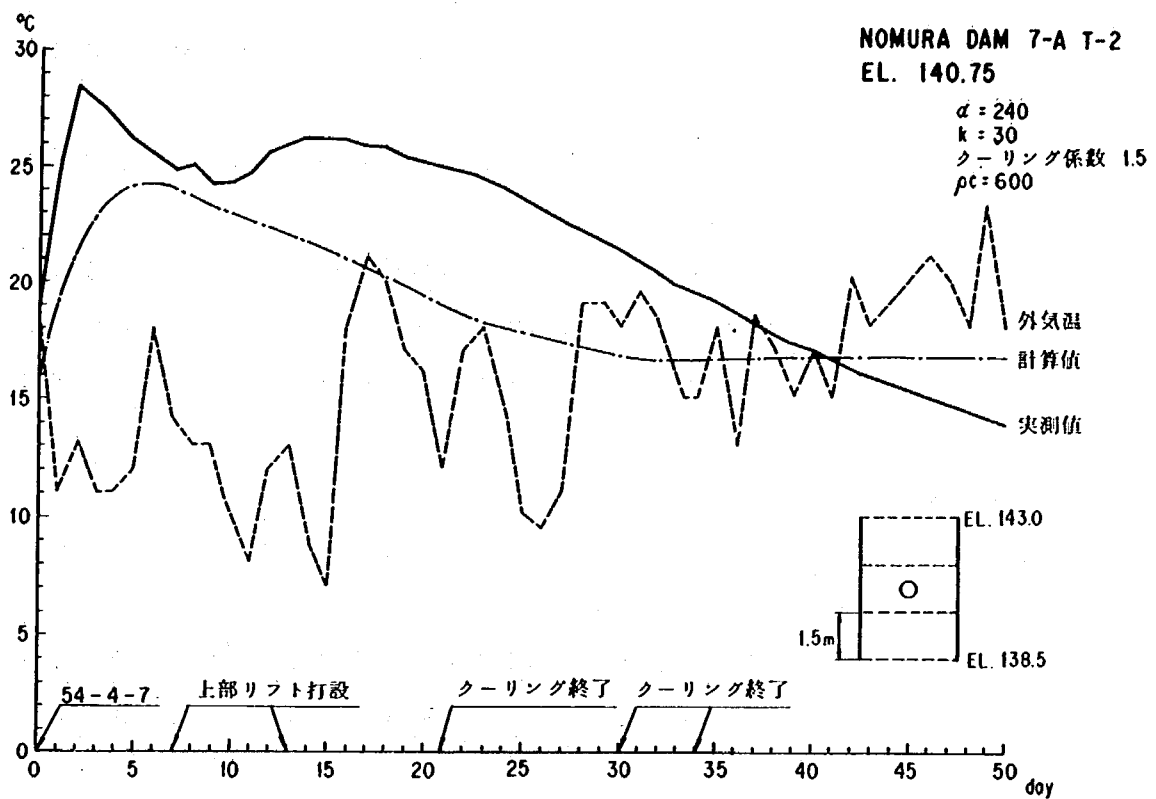


図 9-7 実測値と計算値の関係

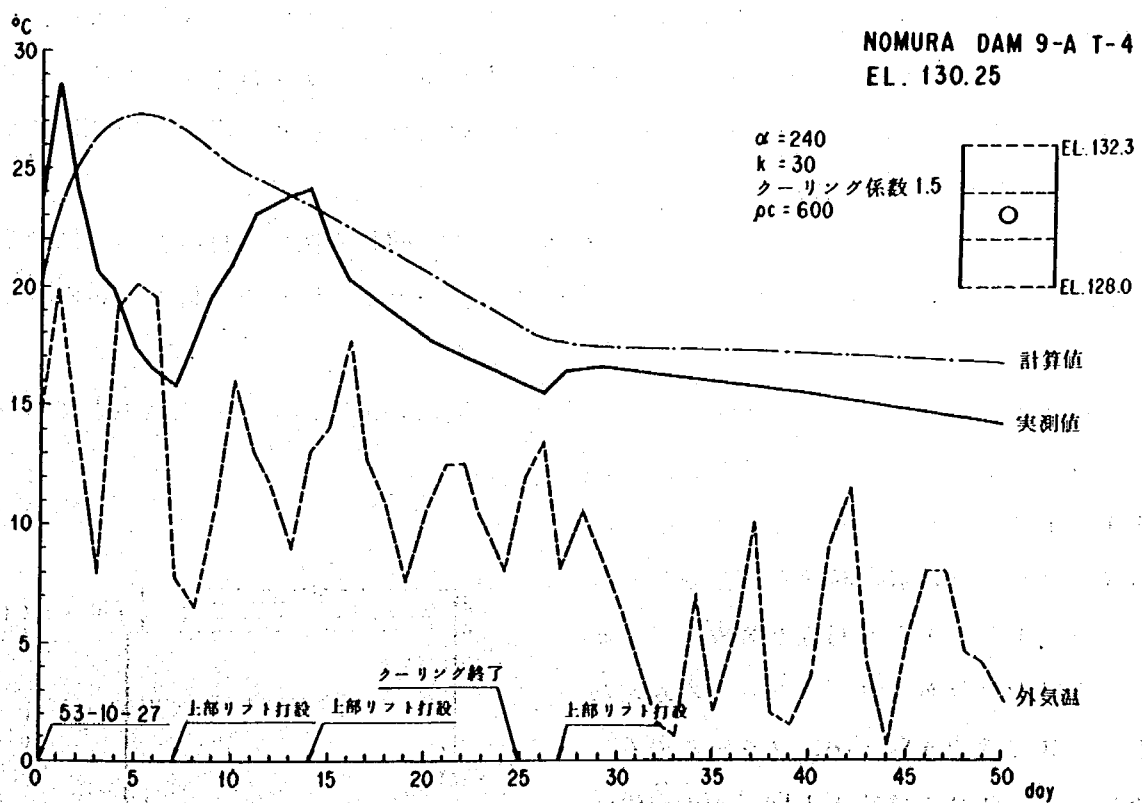


図 9-8 実測値と計算値の関係

当該リフトが打設されてから4日目にピークになり、温度は下がりはじめ、5日目に上部リフトが打設されたため、この影響により再び上昇する様子が理解できる。更に13日目に上部リフトが打設されるがこの影響はないと思われる。

20日目のクーリング終了は当該リフトのもので、25日目のものは、上部リフトのものである。

また、図9-5、6では、ピークの位置がずれており以後平行移動する履歴となっている。図9-7、8では非常に精度の悪いものとなっている。図9-8の実測値において、7日目に上部リフトが打設されてから8℃以上も上昇しており、これは測定器または測定方法の不備によるものと考えられる。

9.4 外部拘束による応力解析

ここでは、外部拘束による影響を調べるため、クラックの入ったブロックと、クラックの入っていない同様な条件のブロックとで応力の比較を行った。

解析には、クラックの入ったリフトを含め、鉛直方向に温度の影響が少なくなる4リフトまで解析を行い、ここにはクラックの入ったリフトの中での第二主応力の分布を調べた。

9.4.1 解析方法

解析方法は、クラックの入ったブロックについて、9.3で行った修正カールソン法により、当該リフトを含め先行4リフト位について温度履歴を求める。求まった温度履歴より、クラックの入ったリフトでの最高温度の材令からクラックの入った材令までの温度差を求め、この差から次式 $[\sigma = \alpha E \Delta \phi / (1 - \nu)]$ より応力を求める。これを先行4リフトについても同様に応力を求める。次にクラックの入ったブロックを要素分けし、各要素に、先に求めた応力を入力し、FEMで解析する。

次に上の結果と比較するために、クラックの入っていない同様な条件（打設時期、打設間隔、リフト高等）のリフトを採し出して、クラックの入ったリフトと同様な解析を行い両者を比較する。

図9-9が、クラックの入った解析断面の図であり丸印の位置がクラック発生点であり、図9-10が第2主応力の分布図であり、図9-11～12はクラックの入ったブロックと比較するブロックの解析断面と応力分布である。図9-13～16も同様な解析例である。

第二主応力の分布より、クラックの入ったBL-7Bでは約 6 Kg/cm^2 、クラックの入っていないBL-8Bでは約 11 Kg/cm^2 の引張応力が発生している。またBL-9Aでは約 2 Kg/cm^2 、BL-6では約 7 Kg/cm^2 の引張応力

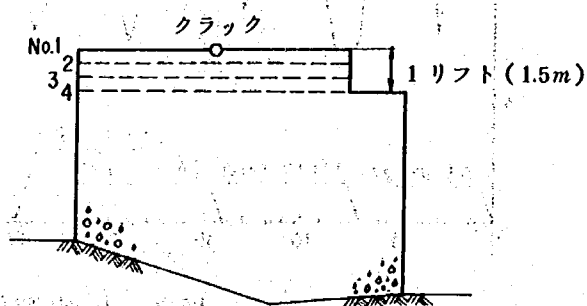


図9-9 解析断面 (BL-7B)

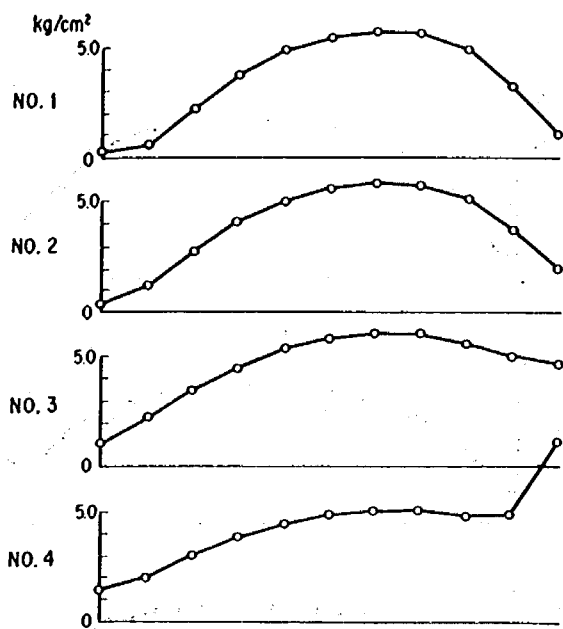


図 9-10 第2主応力分布 (BL-7B)

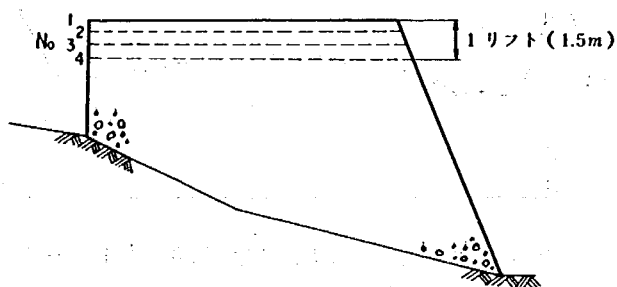


図 9-11 解析断面 (BL-8B)

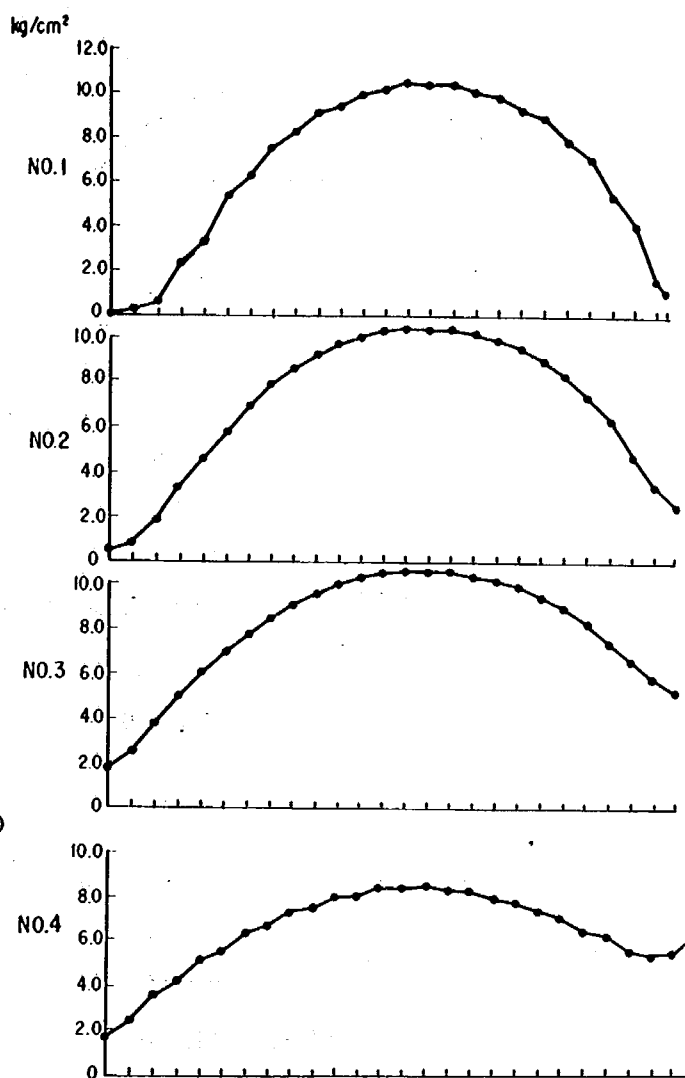


図 9-12 第2主応力分布 (BL-8B)

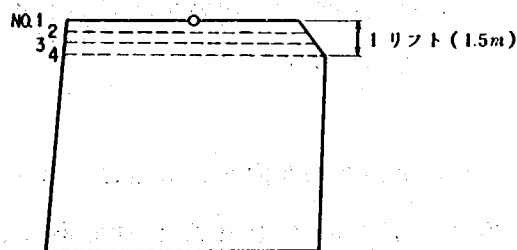


図 9-13 解析断面 (BL-9A)

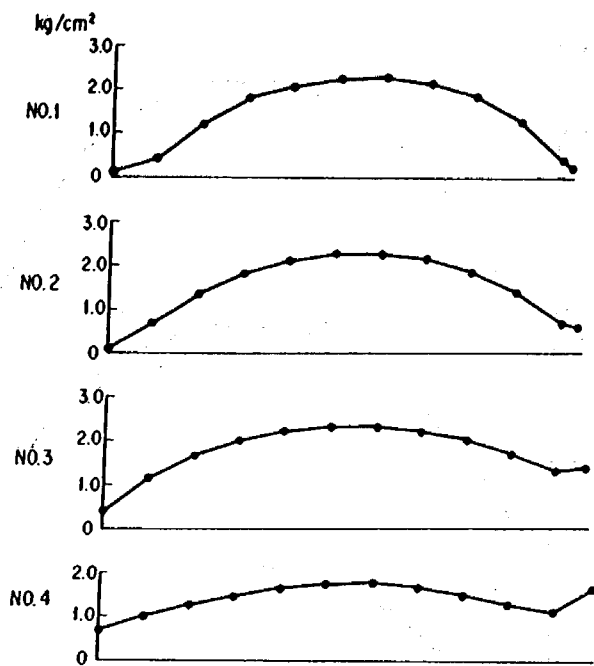


図 9-14 第2主応力分布 (BL-9A)

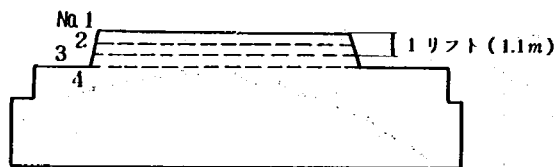


図 9-15 解析断面 (BL-6)

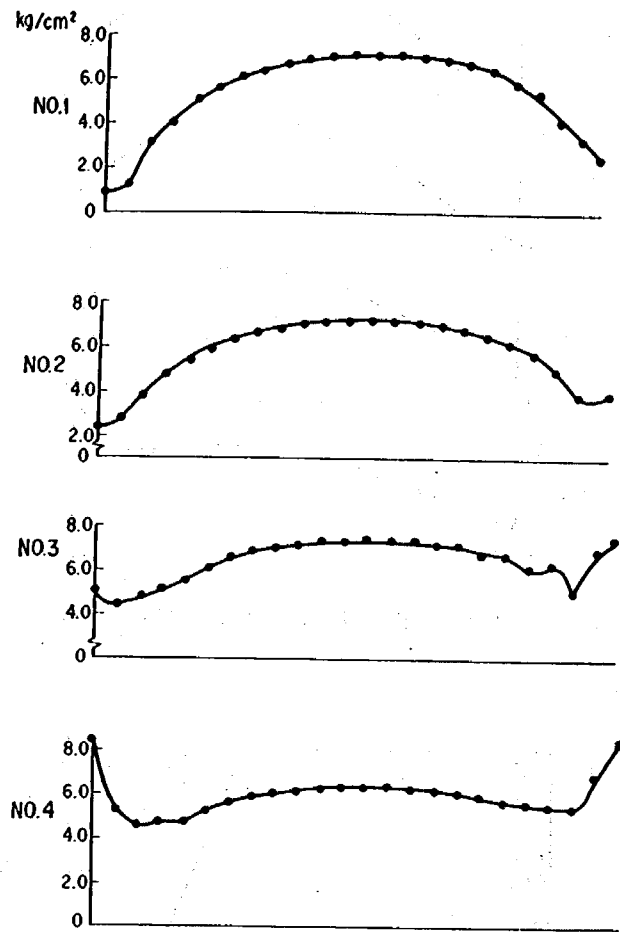


図 9-16 第2主応力分布図 (BL-6)

が発生しており、全く反対の結果となった。

BL-7B、BL-6の3、4断面の端部において応力が大きくなるのは、下のブロック長が大きいため、その拘束が大きいためである。

9.5 まとめ

(1) 物性値の検討では、普通使われている範囲内での数値によりどのような履歴を示すかを調べ、これらを実測データに合うように組み合わせたものであり、コンクリートの物性値は、実験による検証が必要と思われ、本研究室で実験を行い現在解析中である。

(2) 温度履歴解析

ここでは、実測と計算の誤差が問題となり、実測では物性値、計器の誤差、埋設方法等、計算においては物性値、境界条件等であり、実測値における初期のピークがするどくなくなり、次のリフトが打設されると、その影響が大きく現われているが、計算値ではゆるやかな曲線になっており、計算の誤差か実測の誤差かはっきりしない。

(3) 外部拘束による解析

この解析では、前項の温度履歴解析の結果を用いて行なうため、その誤差が入りやすい。また、クラックの入ったブロックと同一条件のブロック選定に伴う形状、時間的問題が多く、外部拘束の影響による応力の検討は良い結果が得られなかった。

参考資料

土研資料1318、1365、1558号

野村ダム実測温度データー他

10. コンクリートダムの高上げ（第10回勉強会6月2日）

10.1 目 的

近年都市への人口集中あるいは産業の発達により水の需要が増加したことにより既存のダムでは対応しきれなくなってきた。そこでそれらの需要を満たすべくダムの新設が行なわれるのであるが新たなダムの建設が経済的、物理的に不可能な場合、以前に造られたダムの岩盤が堅固であるならその上にさらにコンクリートを継ぎ足して貯水の増量を計る案は当然出てくるものである。これが嵩上げダムである。我国でコンクリートダムの嵩上げが行なわれた例としては王泊ダム（中国電力）桜山ダム（新日鉄）三上ダム（広島県）川上ダム（山口県）等がある。

これらのダムの設計法には電力中央研究所の垣谷博士による嵩上げ公式が用いられている。

この公式では次の事柄が前提になっている。

1. 新コンクリートの硬化収縮による容積変化を無視する。
2. 新旧コンクリートの物理性質の相違等を無視する。
3. 新旧コンクリートが一体となれば剛体力学的に扱うことができる。
4. 新コンクリートは自重の他に外力を受けない。

以上の事項をふまえて嵩上げが完了したダムの応力分布は、旧ダムのもとの応力分布に新たに加わる荷重による応力分布を足し合わせたものと考え、断面は旧ダム上流端において引張応力が0もしくは圧縮側となるように新堤体の下流面勾配を求めるのである。

しかしながら各ダムによって旧堤体に作用する荷重が異なっている。例えば王泊ダムでは静水圧と水重のみを旧堤体に作用させ、川上ダムではさらに旧堤体自重と揚圧力を作用させている。そこで次節において王泊ダム、川上ダムの荷重・揚圧力を用いて堤体着岩応力の比較を試みる。

10.2 嵩上げ計算

10.2.1 王泊ダムの場合

I 旧堤体に作用する外力

表10-1 旧堤体に作用する外力（王泊）

	荷 重	外 力	作用点までの距離	外力によるモーメント
水平力	静水圧	$\frac{1}{2} r \cdot \rho^2 \cdot h^2$	$\frac{1}{3} \rho \cdot h$	$\frac{1}{6} r \cdot \rho^3 \cdot h^3$
鉛直力	水 重	$\frac{1}{2} r \cdot n_0 \cdot \rho^2 \cdot h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \cdot \rho \cdot h$	$\frac{1}{6} r \cdot n_0^2 \cdot \rho^3 \cdot h^3$

$$\sigma_{\text{着岩}} = \frac{2 n_0 \rho^2}{m_0 + n_0} r h - \frac{(1 + n_0^2) \rho^3}{(m_0 + n_0)^2} r h \quad \dots\dots\dots 1)$$

h ; 旧ダムの高さ
 m_0 ; 旧ダム下流面勾配
 n_0 ; 上流面勾配
 β ; 旧ダムに施工事作用する貯水位
 と h の比
 r ; 水の単位重量
 r_c ; コンクリートの単位重量

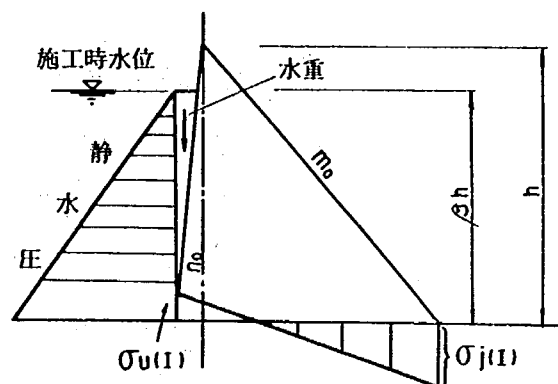


図 1 0 - 1 旧堤体に作用する外力 (王泊)

Ⅱ 嵩上げダムに作用する外力

m ; 嵩上げダム下流面勾配
 α ; 嵩上げ高と h との比
 μ ; 揚圧力係数
 G_c ; 土圧係数
 δ ; 土砂堆積高と h の比
 ξ ; 最高水位と $(1 + \alpha)$
 h との比

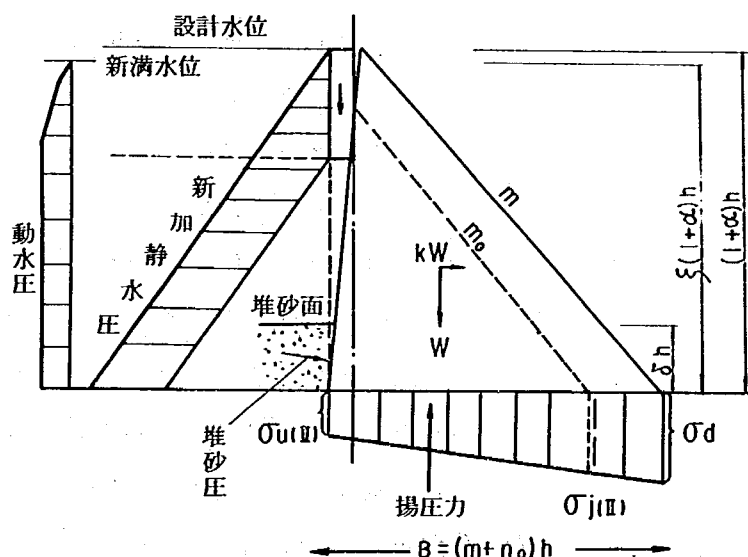


図 1 0 - 2 嵩上げ堤体に作用する外力 (王泊)

表 1 0 - 2 嵩上げダムに作用する外力 (王泊)

	荷重	外 力	作用点までの距離	外力によるモーメント
水 平 力	静水圧	$\frac{1}{2} r (1 + \alpha)^2 h^2 - \frac{1}{2} r \beta^2 h^2$	$\frac{1}{3} (1 + \alpha) h$	$\frac{1}{6} r (1 + \alpha)^3 h^3 - \frac{1}{6} r (1 + \alpha) \beta^2 h^3$
	堆砂圧	$\frac{1}{2} (r_s - 1) G_c \cdot \delta^2 h^2$	$\frac{1}{3} \beta h$	$\frac{1}{6} (r_s - 1) G_c \cdot \beta \cdot \delta^2 h^3$
	地震時慣性力	$\frac{1}{2} r_0 k (m + n_0) (1 + \alpha)^2 h^2$	$\frac{1}{3} \delta h$	$\frac{1}{6} r_c \cdot k \cdot \delta (m + n_0) (1 + \alpha)^2 h^3$
	動水圧	$\frac{7}{12} r \cdot k \cdot \xi^2 (1 + \alpha)^2 h^2$	$\frac{2}{5} \xi (1 + \alpha) h$	$\frac{7}{30} r \cdot k \cdot \xi^3 (1 + \alpha)^3 h^3$
鉛 直 力	水 重	$\frac{1}{2} r \cdot n_0 \{ (1 + \alpha)^2 - \beta^2 \} h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \frac{(1 + \alpha)^3 - \beta^3}{(1 + \alpha)^2 - \beta^2} h$	$\frac{1}{6} r \cdot n_0^2 \{ (1 + \alpha)^3 - \beta^3 \} h^3$
	自 重	$\frac{1}{2} r_c (m + n_0) (1 + \alpha)^2 h^2$	$\frac{1}{3} (2 n_0 + m) (1 + \alpha) h$	$\frac{1}{6} r_c (m + n_0) (m + 2 n_0) (1 + \alpha)^3 h^3$
	揚圧力	$-\frac{1}{2} \mu \cdot r (m + n_0) (1 + \alpha)^2 h^2$	$\frac{1}{3} (m + n_0) (1 + \alpha) h$	$-\frac{1}{6} \mu r (m + n_0)^2 (1 + \alpha)^3 h^3$
	堆砂圧	$\frac{1}{2} (r_s - 1) n_0 \delta^2 h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \delta h$	$\frac{1}{6} (r_s - 1) n_0^2 \delta^3 h^3$

$$\sigma_{u(II)} = \frac{h}{(m+n_0)^2(1+\alpha)^2} \left[(rc-\mu r)(1+\alpha)^3 m^2 + \left\{ (1+\alpha)^3 \{ 2rn_0 + rcn_0 - 2\mu rn_0 - rck \} + (1+\alpha) \{ 2(rs-1)n_0\delta^2 - 2rn_0\beta^2 \} \right\} m + (1+\alpha)^3 \{ rn_0^2 - \mu rn_0^2 - r - 1.4rk\xi^3 - rckn_0 \} + (1+\alpha) \{ 2(rs-1)n_0^2\delta^2 - 2rn_0^2\beta^2 \} + r\beta^3(1+n_0^2) - (rs-1)(n_0^2+C_s) \right] \dots\dots\dots 2)$$

III I、IIによってそれぞれの荷重による着岩応力が求められる。そして式1) 2)は各々上流端の垂直応力を表わしているのて恒谷公式より次の関係が成り立つ。

$$\sigma_{u(II)} + \sigma_{u(III)} = 0 \dots\dots\dots 3)$$

この3)式から嵩上げダムの下流面勾配mが求められるのであるが、嵩上げ高や嵩上げ後の設計水位を定めると下流面勾配mは(施工時水位とhとの比) β を変数にもつようになる。mと β との関係を示したのが図10-4である。この図では縦軸にmを横軸に β を目盛っており2次曲線をなしている。 β が小さくなれば、つまり貯水位が下がればmも小さくなるので嵩上げ後の断面が小さくなる。

従って経済性を考えれば施工時水位が低いことが望ましいが現ダムの機能を維持しなければならない場合ある程度の貯水位が必要であり、その貯水位より嵩上げ後の下流面勾配mが決定される。

また式3)に式2)1)を代入し整理したのが式4)である。

$$m^2 \left\{ (1+\alpha)^3 (rc-r_w\mu) + (1+\alpha)^2 r \cdot A \right\} + m \left\{ (1+\alpha)^3 (rc \cdot n_0 + 2rn_0 - 2r\mu n_0 - rck) + 2r(1+\alpha)^2 n_0 A + (1+\alpha) \{ 2(rs-1)\delta^2 n_0 - 2rn_0\beta^2 \} + (1+\alpha)^3 \{ rn_0^2 - r\mu n_0^2 - r - 1.4rk\xi^3 - rckn_0 \} + r(1+\alpha)^2 n_0^2 A + (1+\alpha) \{ -2r\beta^2 n_0^2 + 2(rs-1)\delta^2 n_0^2 \} + r\beta^3(n_0^2+1) - (rs-1)\delta^3(n_0^2+C_s) \right\} = 0 \dots\dots\dots 4)$$

$$\text{但し } A = \frac{2n_0}{m_0+n_0} \beta^2 - \frac{1+n_0^2}{(m_0+n_0)^2} \beta^3$$

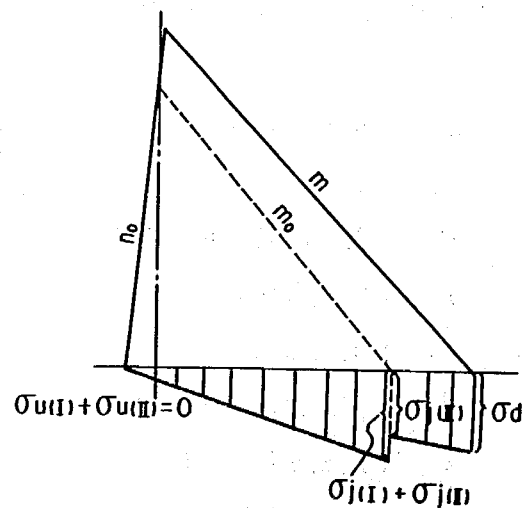


図10-3 応力の重ね合わせ

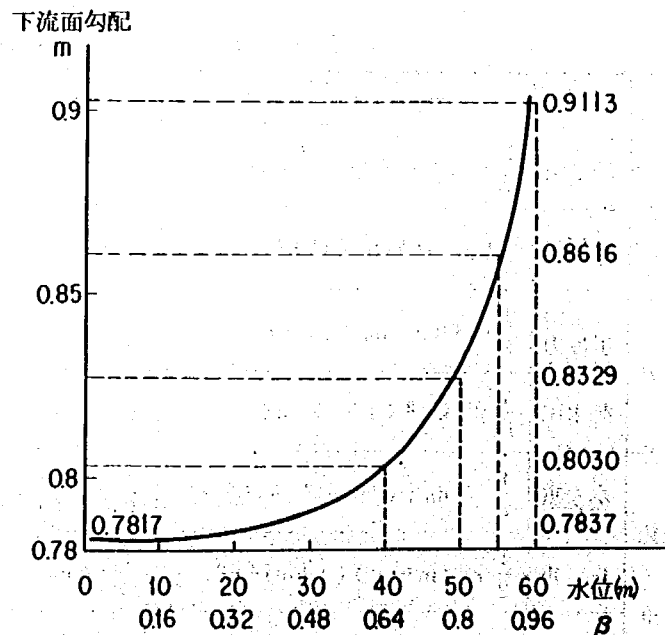


図10-4 下流面勾配と施工時水位との関係(王泊ダムの場合)

10.2.2 川上ダムの場合

今節では川上ダムの場合について上流端の鉛直応力を求める。

I 旧堤体に作用する外力

表 10-3 旧堤体に作用する外力 (川上)

	荷重	外 力	作用点までの距離	外力によるモーメント
水平力	静水圧	$\frac{1}{2} r \cdot \rho^2 \cdot h^2$	$\frac{1}{3} \rho \cdot h$	$\frac{1}{6} r \cdot \rho^2 \cdot h^3$
	堆砂圧	$\frac{1}{2} (r_s - 1) G_e \delta^2 h^2$	$\frac{1}{3} \rho \cdot h$	$\frac{1}{6} (r_s - 1) G_e \cdot \rho \cdot \delta^2 h^3$
鉛直力	水 重	$\frac{1}{2} r \cdot n_0 \cdot \rho^2 \cdot h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \rho h$	$\frac{1}{6} r \cdot n_0^2 \cdot \rho^3 \cdot h^3$
	堆砂重	$\frac{1}{2} (r_s - 1) n_0 \delta^2 h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \delta h$	$\frac{1}{6} (r_s - 1) n_0^2 \delta^3 h^3$
	揚圧力	$-\frac{1}{2} \mu r (m_0 + n_0) \rho h^2$	$\frac{1}{3} (m_0 + n_0) h$	$-\frac{1}{6} \mu r (m_0 + n_0) \rho h^3$

(諸元は 10. 2. 1 に同じ)

旧堤体上流端の垂直応力 $\sigma_{\alpha 0}'$ は

$$\begin{aligned} \sigma_{\alpha 0}' = & (2 r n_0 \rho^2 + 2 (r_s - 1) n_0 \delta^2 \\ & - 2 \mu r (m_0 + n_0)) h \\ & - \frac{h}{(m_0 + n_0)^2} \{ r n_0^2 \rho^2 \\ & + (r_s - 1) n_0^2 \delta^2 - \mu r (m_0 \\ & + n_0)^2 \rho + r \rho^3 + (r_s - 1) \\ & G_e \cdot \delta^3 \} \dots\dots\dots 5) \end{aligned}$$

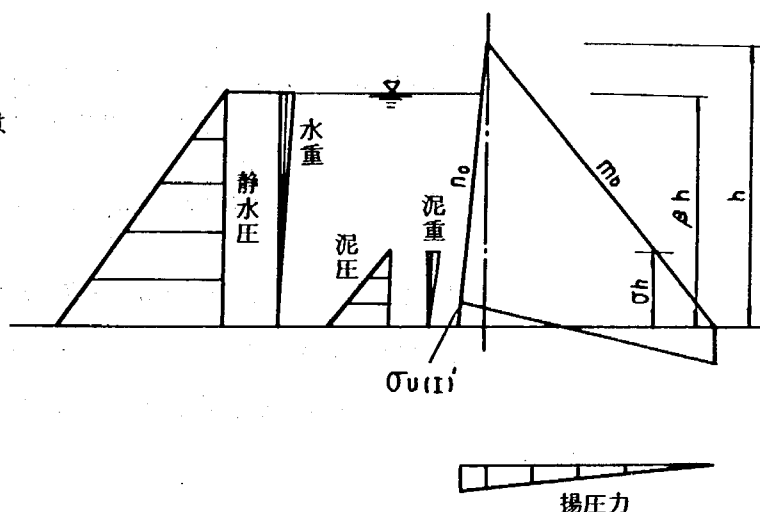


図 10-5 旧堤体に作用する荷重

II 嵩上げダムに作用する外力

表 10-4 嵩上げダムに作用する外力 (川上)

	荷重	外 力	作用点までの距離	外力によるモーメント
水平力	静水圧	$\frac{1}{2} r (1+a)^2 h^2 - \frac{1}{2} r \rho^2 h^2$	$\frac{1}{3} (1+a) h$	$\frac{1}{6} r (1+a)^3 h^3 - \frac{1}{6} r (1+a) \rho^2 h^3$
	地震時慣性力	$\frac{1}{2} r_c k (m+n_0) (1+a)^2 h^2$	$\frac{1}{3} \delta h$	$\frac{1}{6} r_c k \delta (m+n_0) (1+a)^2 h^3$
	動水圧	$\frac{7}{12} r \cdot k \xi^2 (1+a)^2 h^2$	$\frac{2}{5} \xi (1+a) h$	$\frac{7}{30} r \cdot k \xi^3 (1+a)^3 h^3$
鉛直力	水 重	$\frac{1}{2} r \cdot n_0 \{ (1+a)^2 - \rho^2 \} h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \frac{(1+a)^3 - \rho^3}{(1+a)^2 - \rho^2} h$	$\frac{1}{6} r \cdot n_0^2 \{ (1+a)^3 - \rho^3 \} h^3$
	自 重	$\frac{1}{2} r_c (m+n_0) (1+a)^2 h^2$	$\frac{1}{3} (2n_0+m) (1+a) h$	$\frac{1}{6} r_c (m+n_0) (m+2n_0) (1+a)^3 h^3$
	揚圧力	$\frac{1}{2} \mu r (m_0+n_0) \rho h^2$ $-\frac{1}{2} \mu r (m+n_0) (1+a)^2 h^2$		$\frac{1}{6} \mu r (m_0+n_0) \rho h^3$ $-\frac{1}{6} \mu r (m+n_0)^2 (1+a)^3 h^3$

(諸元は 10. 2. 1. と同じ)

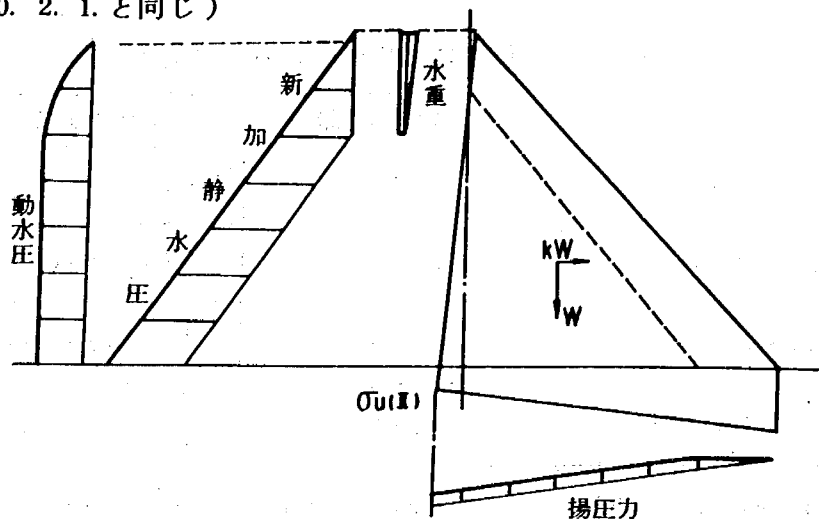


図 10-6 嵩上げダムに作用する荷重(川上)

堤体上流端の垂直応力 $\sigma_{u(0)}$ は、

$$\sigma_{u(0)}' = \frac{2rn_0(1+\alpha)^2 - 2rn_0\beta^2 + 2rc(m+n_0)(1+\alpha)^2 - 2\mu r(m+n_0)(1+\alpha)^2 + \mu r(m_0+n_0)\beta}{(1+\alpha)(m+n_0)} h$$

$$- \frac{h}{(m+n_0)^2(1+\alpha)^2} \{ rn_0^2(1+\alpha)^3 - rn_0^2\beta^3 + rc(m+n_0)(m+2n_0)(1+\alpha)^3$$

$$- \mu r(m+n_0)^2(1+\alpha)^3 + \mu r(m_0+n_0)^2\beta + r(1+\alpha)^3 - r\beta^3 + rck(m+n_0)$$

$$(1+\alpha)^3 + \frac{7}{5}rk\xi^3(1+\alpha)^3 \} \dots\dots\dots 6)$$

この場合も嵩上げダムの下流面勾配は、次式から求める。

$$\sigma_{u(0)}' + \sigma_{u(1)}' = 0 \dots\dots\dots 7)$$

10.2.3 数値計算例

この節では 10.2.1 及び 10.2.2 の外力条件を用いて堤体着岩部の垂直応力を算出する。その際に諸元の数値は王泊ダムのものを用いた。

また計算では嵩上げダムの下流面勾配を $m = 0.92$ とした。

h ; 旧ダムの高さ	60m	δ ; 土砂堆積高と h との比	0.36
n_0 ; 上流面勾配	0.065	r ; 水の単位体積重量	1 t/m ³
m_0 ; 旧ダム下流面勾配	0.78	rc ; コンクリートの単位体積重量	2.32 t/m ³
α ; 嵩上げ高と h との比	0.168	rs ; 堆砂の単位重量	1.8 t/m ³
μ ; 揚圧力係数	0.35	ξ ; 最高水位と $(1+\alpha)h$ の比	0.9658
k ; 震 度	0.12	β ; 施工時水位と h の比	0.96
C_0 ; 土圧係数	0.5		

以上の数値から鉛直応力を求めると、図 10-7、図 10-8 が得られる。

以上、王泊ダムと川上ダムの外力条件を用いて堤体着岩部の鉛直応力を求めたが、王泊ダムの方が川上ダムよりも応力の変化は若干少なく、上流端応力もやや大きくなっている。これを

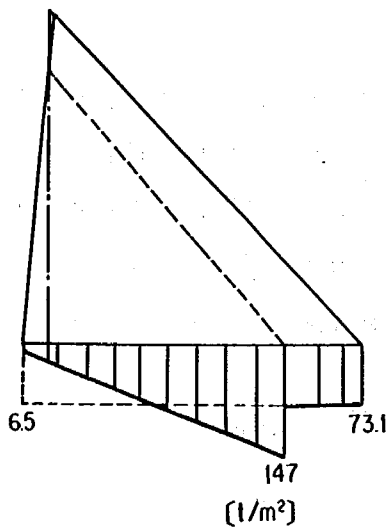


図 10-7 王泊ダム

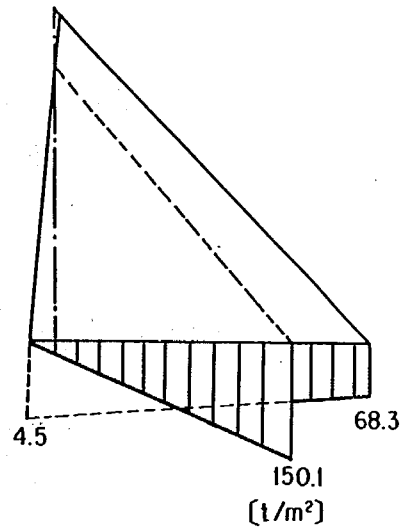


図 10-8 川上ダム

別の角度から考えると川上ダムの方が安全側の設計をしていると言えるであろう。

ところで、王泊ダムも川上ダムも旧堤体に作用する外力に堤体の自重を考慮しておらず、嵩上げ後の断面について荷重として扱っている。従って旧堤体に自重を外力として作用させた場合も考えなければならず、自重を考慮した2通りを付け加えて表10-5に応力分布を示す。

最終的な垂直応力を比較すると自重を考慮した場合は考慮しない場合よりも上流端の応力が若干大きくなっている。また、下流部の応力分布の変化は、自重を考慮した場合の方が大きく

表 10-5 堤体着岩部の垂直応力

旧堤体に作用させる外力	水 重 ・ 水 圧	水重・水圧・泥重 泥圧・揚圧力	水 重 ・ 水 圧 ・ 自 重	水重・水圧・泥重 泥圧・揚圧力・自重
	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4
	(t/m²)	(t/m²)	(t/m²)	(t/m²)
	65 73.1 147.0	4.5 68.3 150.1	11.5 95.4 140.4	9.5 90.6 143.4

なっていることがわかる。

1 0.3 結果と嵩上げダムの問題点

表10-5によれば、旧堤体に作用させる外力として、水重・水圧・泥重・泥圧・揚圧力を採用すれば、設計上4方法の中で最も安全となる。しかし実際に旧堤体には自重も作用している。従って、水重・水圧・泥重・泥圧・揚圧力・自重を旧堤体に作用させた方が現実的であり、当研究室の嵩上げダムの計算にはこの外力条件を用いている。

ところで、この剛体論的な嵩上げ公式では次の事項を考慮することができない。

つまり、

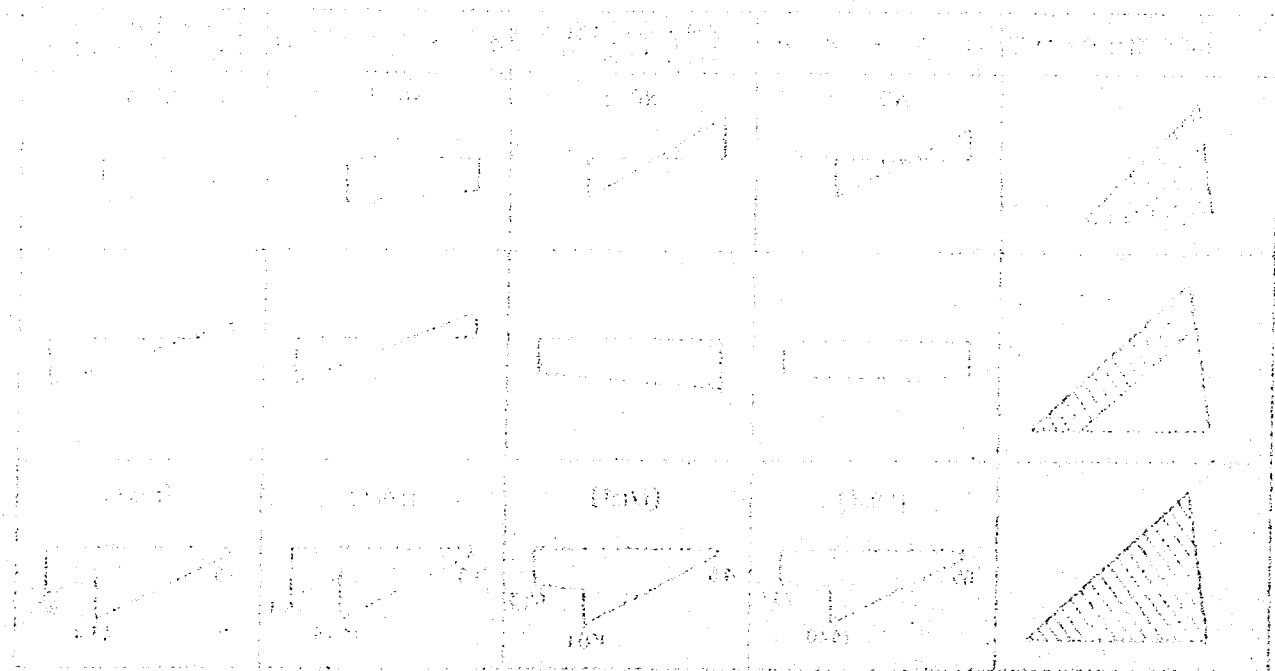
- 1) 打設後の新旧コンクリートの弾性係数が異なることによる旧堤体の嵩上げ後の荷重増分
- 2) 新コンクリートの硬化熱による2次応力の問題
- 3) 新旧堤体の打継目の影響

などであり早急に明らかにしておかなければならない問題である。

参考資料

王泊ダム嵩上げ計画報告書 昭和31年8月

川上ダム嵩上げ図面



11. ダム基礎岩盤の一般的なグラウチング計画及び施工と大川ダムの特例（スリブ）グラウチングについて（第11回勉強会6月16日）

11.1 一般的なグラウチング計画と施工

1) グ라우チングの計画

ダムの基礎グラウチングを計画する場合の基本的検討事項

- ① グ라우チングによる岩盤の改良目的を明確にする。
- ② 注入される岩盤の種類と性状を良く見極める。
- ③ ダムのタイプ及び規模に合致した計画をする。

A. グ라우チングの目的

ダム基礎のグラウチングは岩盤の力学的性質の改良と岩盤中の浸透流の抑制である。

- (1) 岩盤の力学的性質の改良を目的とするグラウチング、基礎の均一化を図るコンソリデーショングラウチングの効果としては、

- ① 填充効果：掘削時の緩み、在来の割れ目をグラウチングによって填充
- ② 圧密効果：岩盤中の粘土物質（断層、シームに含まれる）をグラウチング圧力により圧密効果をはかる。

- (2) 基礎岩盤中の浸透流の抑制を目的とするグラウチング、カーテングラウチングの効果としては、

- ① ダム基礎の弱化的防止：浸透流の速度を低下せしめて岩盤中のシルト粘土などの洗い流しを防ぎ、風化の進行を遅らせる。

- ② 貯水池の漏水防止：

また、グラウトカーテンの下流側に配置されるドレーンとあいまって次の効果がある。

- ③ ダム本体の安定性：ダム着岩面の揚圧力の減少をはかる。しかし、グラウトカーテン自体が完全な不透水性であるとはいえず、岩盤中に存在する種々の大きさの隙隙のうち、ある一定の大きさ以上のものが存在しないようにグラウチングによって改良し、岩盤隙隙内の浸透流の流速、流量を小さくすると考える必要がある。

B. 岩盤の種類および性状

基礎岩盤の岩質、割れ目、シーム、断層などの特徴を十分つかむとともに、掘削時の緩みの程度、地下水の状態などの基礎岩盤に関する基本的な事項を考慮しなければならない。

- (1) 岩石の相違に基づく基礎岩盤の特徴をよく調査する。（キレツの無い固結度の低い軟岩、岩石は硬いがキレツのある硬岩）（火成岩か堆積岩か変成岩かによって性状が異なる）
- (2) 基礎岩盤の風化の程度とその精度はどのようなものか。キレツ、シーム、断層の状態も良く調査されているか。
- (3) 掘削に伴う緩みの程度

発破の影響、掘削に伴う応力解放によっても緩みは大きくなる。

(4) 地下水の状態

ダム袖部注入部の岩盤が地下水位以下か否かによって安全性の度合は異なる。

C. グラウチング計画のための諸調査

(1) 地質調査用横坑

割れ目の規模、頻度、挟雑物の状態、割れ目の方向性と連続性、異なる地層の境界面の形態等を良く調査する。

(2) ボーリング調査

地質状況の観察、コア採取率、割れ目の頻度等を調査して、岩級区分と対応させる。ルジオンテスト ($\ell = 1\text{ m}$ 、 10 Kg/cm^2 、 $1\text{ }\ell/\text{min} = 1\text{ ルジオン}$) を行ない限界圧力を知ると共に、ルジオンマップを作成する。

(3) グラウチングテスト

グラウチングによる透水度の改良の見通しをつけると共にグラウト孔の施工間隔、注入圧力の検討を行なう。

積算資料、施工基準の検討資料とする。

2) グラウチングの施工

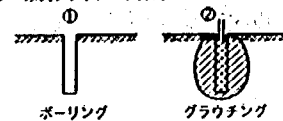
(1) ボーリング

ボーリングマシンには、ロッドの先に付けたビットの回転で岩盤を切削するロータリーとビットに衝撃を与えて岩盤を砕きながら掘進するパーカッションがある。ロータリーのビットには、ダイヤモンドとメタルクラウチがある。コアバレルにはシングルとダブルがある。

(2) 注入材料

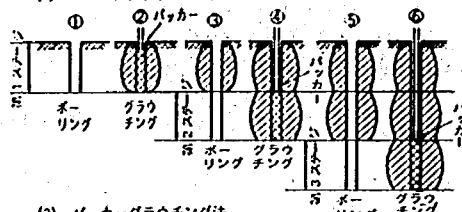
セメントには普通ポルトランド、コロイド、スーパーファイン（超微粒子セメント）等がある。添加剤にはベントナイト、分散剤、水ガラス等があり流動性を良くし、グラウトの分離を防ぐ効果がある。

1. 一段式グラウチング方式



2. 多段式グラウチング方式

(1) ステージンググラウチング法



(2) パッカーグラウチング法

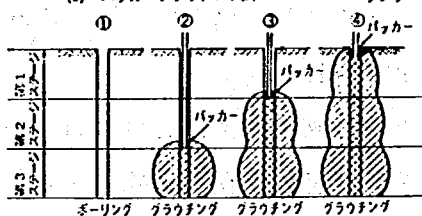


図 1 1 - 1 グラウチング法の説明図

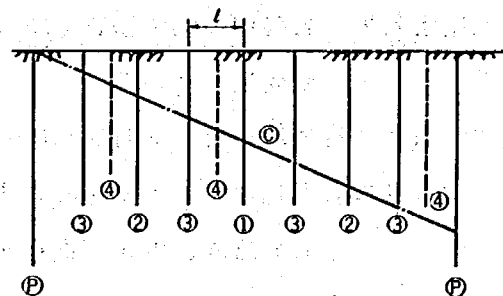


図 1 1 - 2 中央内挿法

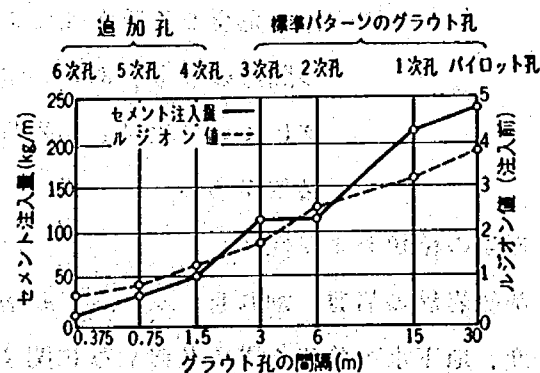


図 1 1 - 3 ダムのカーチンググラウチング注入順序別ルジオン値およびセメント注入量の例

(3) グラウチング

注入箇所を区切り他の部分への注入漏れを防ぐためパッカー（エキスパンション、レザー、エア）が用いられる。変位計を注入によって生じる岩盤の有害な浮き上りを監視するために用いる。

施工方法には、孔口から孔底に向かって施工するステージグラウチングと孔底から孔口に向かって施工するパッカーグラウチングがある。

3) コンソリデーショングラウチング

A. 施工範囲

岩盤の固結度を大きくして基礎の均一化を図ると共に岩盤の浸透流の抑制にも効果があり、最近では、ダム本体の着岩面全域に施工する。キレツやシームの集中している箇所や断層周辺は孔の配置を密にして重点的に施工される。

B. 施工時期

割れ目にゆるみもない良好な岩盤であれば岩盤にコンクリートを打込む前に施工する場合があるが、最近ではキレツが発達し、ゆるみが多い岩盤が多いため、注入の際のリークが心配されるため堤体がある高さに打上った後に施工する場合が多い。

1次コンソリ、2次コンソリ（アーチダムや高いダムで浸透流に対する安全を考慮して行われる）

C. 孔の配置、深さ

一般4～5m格子、深さ10m以下、2次コンソリでは20m程度で行われる。

D. 注入圧力

1次コンソリ 2～5 Kg/cm²

2次コンソリ 10～12 Kg/cm²

F. 注入効果

高次孔（3、4次孔、チェック孔）におけるルジオン値及び注入量の減少で効果判定を行うがコンソリグラウトでは孔の配置間隔が大きいため、明確な資料は出て来ない場合が多い。

4) カーテングラウチング

A. 施工位置

ダム上流のフィレット部、堤内監査廊、岩盤内トンネルから施工される。

B. 注入孔の深さ及び配置

ルジオンマップを参考としてコンクリートダムの場合1～2ルジオン程度の範囲まで計画する。

経験式 $d = \frac{H}{3} + 0$ （H＝ダム高、0＝定数（8～20m））

配置～ルジオンテスト、パイロット孔

一般には0.5～3mの1列または2列で施工される。

C. 注入圧力

基礎岩盤の状況に応じて、基礎岩盤を破壊しない様に定める。一般にコンクリートダムでは、ダム高の0.2～0.5倍にとっている例が多い。

D. 施工順序

中央内挿法がとられている。

E. 注入効果の判定

グラウチングの効果はルジオン値、注入量の減少（高次数孔、チェック孔での）として表現される。

チェック孔での目標ルジオン値はコンクリートの場合1～2ルジオンである。

1 1.2 大川ダムの特殊（スリーブ）グラウチングについて

1) 概 要

大川ダム右岸側のロックフィルの取付部右岸地山は厚い段丘礫層が堆積し、この段丘堆積層の透水係数は調査の結果 $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ オーダーであることが判り、洪水時には地山からの漏水が懸念された。このため、この段丘堆積層の止水を行うため、土質遮水壁工法、連続地中壁工法、スリーブグラウト注入工法等の種々の工法が比較検討されたが、電源開発船明ダム等で実施されたスリーブグラウト注入工法が最有力候補として選定された。

2) 段丘堆積層の性状

段丘堆積層の厚さは概ね10m以上最大20m程度であり、ローム、粗砂、ローム混り砂礫、砂礫等により構成されている。これらの各層は極めて不規則な互層あるいはレンズ状に分布している。土質試験結果によると、ローム層は間隙比が1.7～2.1と大きく、乾燥密度も $0.86 \sim 0.99 \text{ g/cm}^3$ と小さい。また、注入対象地盤の主体であるローム質砂礫土も間隙比0.6～1.2と大きく、乾燥密度も $1.2 \sim 1.7 \text{ g/cm}^3$ と小さく、十分締った層とは云えない。また、ローム質砂礫土の10φ径は0.02～0.2mm、平均0.1mm程度である。

注入対象地盤の透水係数は、ボーリング孔による透水試験結果では $8.4 \times 10^{-3} \sim 6.8 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、ビット法による透水試験結果では $5.9 \times 10^{-3} \sim 8.9 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ を示し、全般的には $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ オーダーの透水係数を示すと思われるが、間隙比やシルト分以上の細粒分含有率を考慮すると 10^{-2} cm/sec オーダーの砂礫層の存在が予想される。

3) 注入試験

A. 注入試験の方法

1. テストパターン

- 孔間隔は2mとする。
- 毎5孔をパイロット孔とする。パイロット孔はシングルコアチューブによる無水掘りとしてゴアリングし、ストレーナー方式による透水試験を実施する。
- 上載荷重として3mとる。

○ 深度は砂礫層が出てくるまで、
または 10 m までの深い方と
する。

このパターンでは、1 次孔が
拘束壁を形成し、2 次孔が主止
水壁に相当する。この注入によ
る止水効果は注入孔群の中心
(チェック孔) に於る透水係数
によって評価される。

ロ. 注入工程の手順

注入孔のボーリングから注入
に至る工程の手順は次のとおり
である。

- ① 1、2 次孔のボーリングと外
管 (スリーブパイプ) の建込み。
- ② 1 次孔注入
- ③ 2 次孔注入

ハ. グラウト注入の手順と方法

(i) 手 順

- | | | |
|------------------------|---|------------|
| ① ボーリング、ケーシ
ング掘り | } | 全孔 |
| ② ボーリング孔ヘシー
ルグラウト充填 | | |
| ③ 外管 (スリーブパイ
プ) 建込み | | |
| ④ ケーシング引抜き | } | 先行 |
| ⑤ シールグラウト養生 | | |
| ⑥ シールのクラッキング | | |
| ⑦ 水押しテスト | | |
| ⑧ グラウト注入 | } | 1 → 2 次孔の順 |
| | | 上位 → 下位の順 |

(ii) シールグラウト

シールグラウトは、孔壁と外管 (スリーブパイプ) との間を充填し、グラウト注入の際、
地表へのリークを防止するものである。

シールグラウトの配合

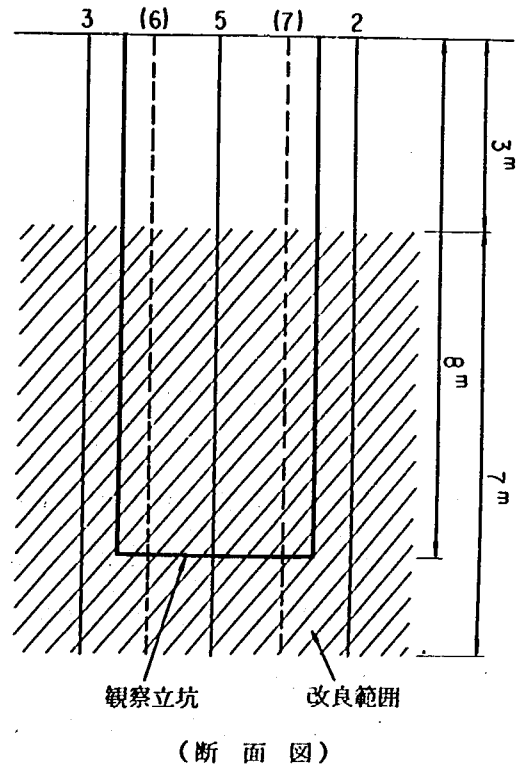
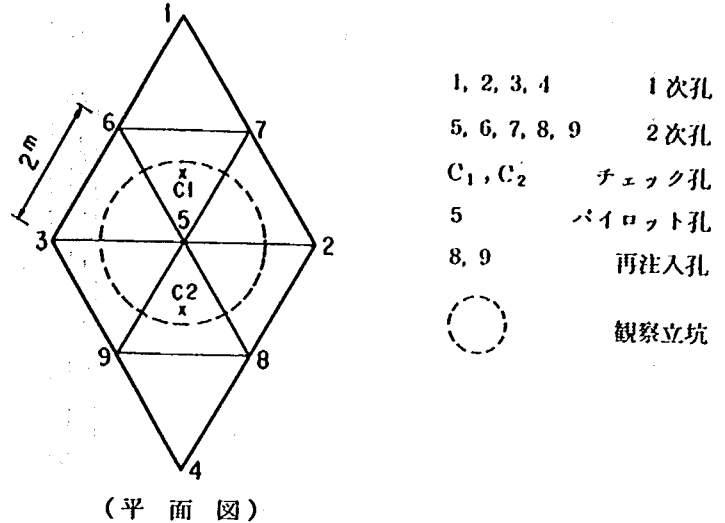


図 11-4 テストパターン

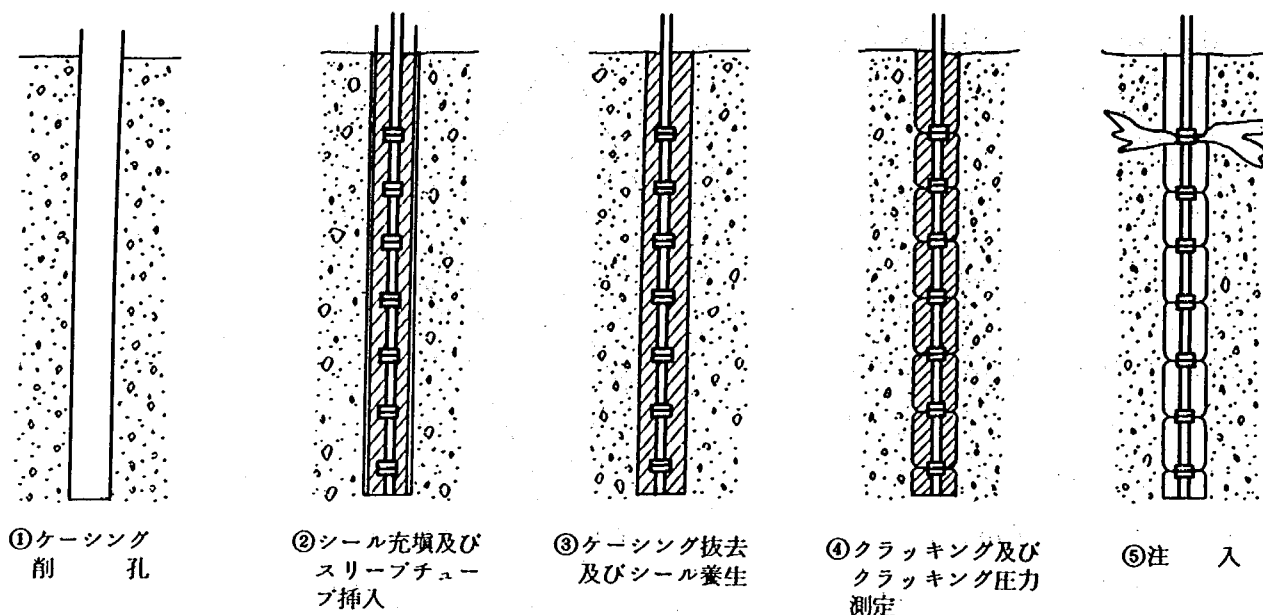


図 1 1 - 5 注 入 順 序

$$B/C = 1/10 \quad W/B + C = 2/1$$

シールグラウトの量

ボーリング孔 1 m 当り 25 ℓ を見込む。

(iii) 外 管

外管はスリーブパイプを使用する。

材質及び規格

硬質塩化ビニール管 VP 40 (40/48 mm)、スリーブバルブ部の最大外径 60 mm、

スリーブバルブ数 1 m 当り 3 ケ (33 cm 間隔)

また注入範囲外は、スリーブバルブ無しのメクラパイプとする。

(iv) シールグラウトの養生

シールグラウトは、2、3 日程度養生し、圧縮強度 2、3 kg/cm² 程度の時クラッキング
を行う。

(v) クラッキング

クラッキングはシールグラウトの養生とグラウト注入作業との関連で行うこととなり、予
め全部のクラッキングをしておく。

(vi) 水押しテスト

クラッキングに引続き、水押しテストを行う。この水押しテストは、一般のグラウト注入
の場合と異なり一定水量に対する注水圧力を測定し、グラウト注入圧力を決めるデータとす
る。尚注入時間は地盤が湿潤する様十分時間をかける。

注 水 量 1 スリーブバルブ当り 15 ℓ/min

測定時間 5 分以上

(vii) グラウトの配合及び配合の切替え

グラウト材料の配合及びその切替えは、注入状況によって検討、変更するが、基準は次のように行う。

使用材料 セメント O : コロイドセメント
 ペントナイト B : 穂高印
 混和剤 : 6 メタリン酸ナトリウム

細粒グラウト	O : B = 1 / 10 W / O + B = 10 / 1	配合については左を標準とするが、詳細については室内実験結果による。
--------	--------------------------------------	-----------------------------------

上記グラウトを用いることを基本とするが、圧力上昇傾向によっては濃度の濃いものを用いる。尚、1次孔は定量注入、2次孔は定圧注入を行う。

(viii) 注入圧力

注入圧力は次の基準による。

注入圧力 = $0.8H$ + 水押しテスト圧力 (1次孔)

注入圧力 = H + 水押しテスト圧力 (2次孔)

注入圧力 = $2H^*$ 以下 + 水押し圧力 (再注入孔)

*再注入時の圧力 ($2H$ 以下) は、1回目の注入状況や透水試験結果により決定する。

(ix) 注入速度

注入速度は、次の基準による。

最大注入速度 15 l/min

すなわち、注入圧力が低い場合は注入速度の規制が優先し、注入圧力が(viii)の圧力に達すれば圧力規制が優先することとなる。

(x) 注入完了

1つのスリーブバルブに於る注入完了は、次の基準による。

区 分	完 了 基 準	適用される注入孔
定量注入	対象土量に対して充填率と安全係数を考慮して決められる一定量を注入すれば完了。 850 l/スリーブ	1 次 孔
定圧注入	viiiに示す圧力に達した後、注入速度が 1 l/min 以下となれば完了。(1 l/min でだめ押し5分間)	2 次 孔

B. 効果判定の調査

イ. チェックボーリング

チェックボーリングは注入孔群の中心で行う。試験は、

孔内透水試験 ピエゾ法又は圧入法

深さ1 m 毎に行う。

ロ. 立坑観察

1～2次孔を包含する位置で $\phi 3,000\text{ mm}$ を人力掘削する。支保工はI形鋼リングと波板鋼板又は矢板を使用する。

① 観 察 0.5 m 毎

0.5 m 毎に地層の状態をグラウトの注入状態を観察し、スケッチ及びカラー写真を撮る。

② 現場密度試験 J I S A 1 2 1 4

深さ0.5 m 1 水平断面当り3ヶ

③ 粒度試験 J I S A 1 2 0 4 及び 1 1 0 2

深さ0.5 m 毎 1 水平断面当り3ヶ

④ 現場透水試験 ビット法

深さ0.5 m 毎 1 水平断面当り3ヶ

4) 試験結果

堅坑地質状況によると地表より約1.8 mはローム、以下7 mまで砂礫、7.5 mまで玉石混り砂礫、9.5 mまでローム混り砂礫、以下10 mまで大礫であり、ストレーナー法による透水試験によると概ね 10^{-3} cm/sec オーダーを示し、一部 $10^{-4}\sim 10^{-5}\text{ cm/sec}$ オーダーを示している。因みに未改良地盤の透水係数は $10^{-3}\sim 10^{-4}\text{ cm/sec}$ オーダーである。

注入後の透水係数改良度はビット法によれば、全般的に 10^{-5} cm/sec を示したが、一部 10^{-4} cm/sec の個所があった。チェック孔によるストレーナ方式透水試験結果はバラツキが大きく、 $10^{-3}\sim 10^{-5}\text{ cm/sec}$ を示した。両者の差は大きい、ストレーナー法はボーリングによる地盤の乱れ、バッカー等の問題により信頼性の点からビット法に比べて劣ると思われ、地盤は概ね 10^{-5} cm/sec オーダーに改良されていると考えられる。

結果をまとめると

- ① 注入状況は浸透状～脈状である。
- ② 中央孔では注入量が少なく拘束効果が認められた。
- ③ 上位スリーブでは地表へのリークが多く見られた。
- ④ 一部を除いて透水係数は 10^{-5} cm/sec オーダーに改良された。
- ⑤ 締った礫層ではあまり注入効果は認められなかった。
- ⑥ 透水試験方法の違いにより値のバラツキが大きかった。

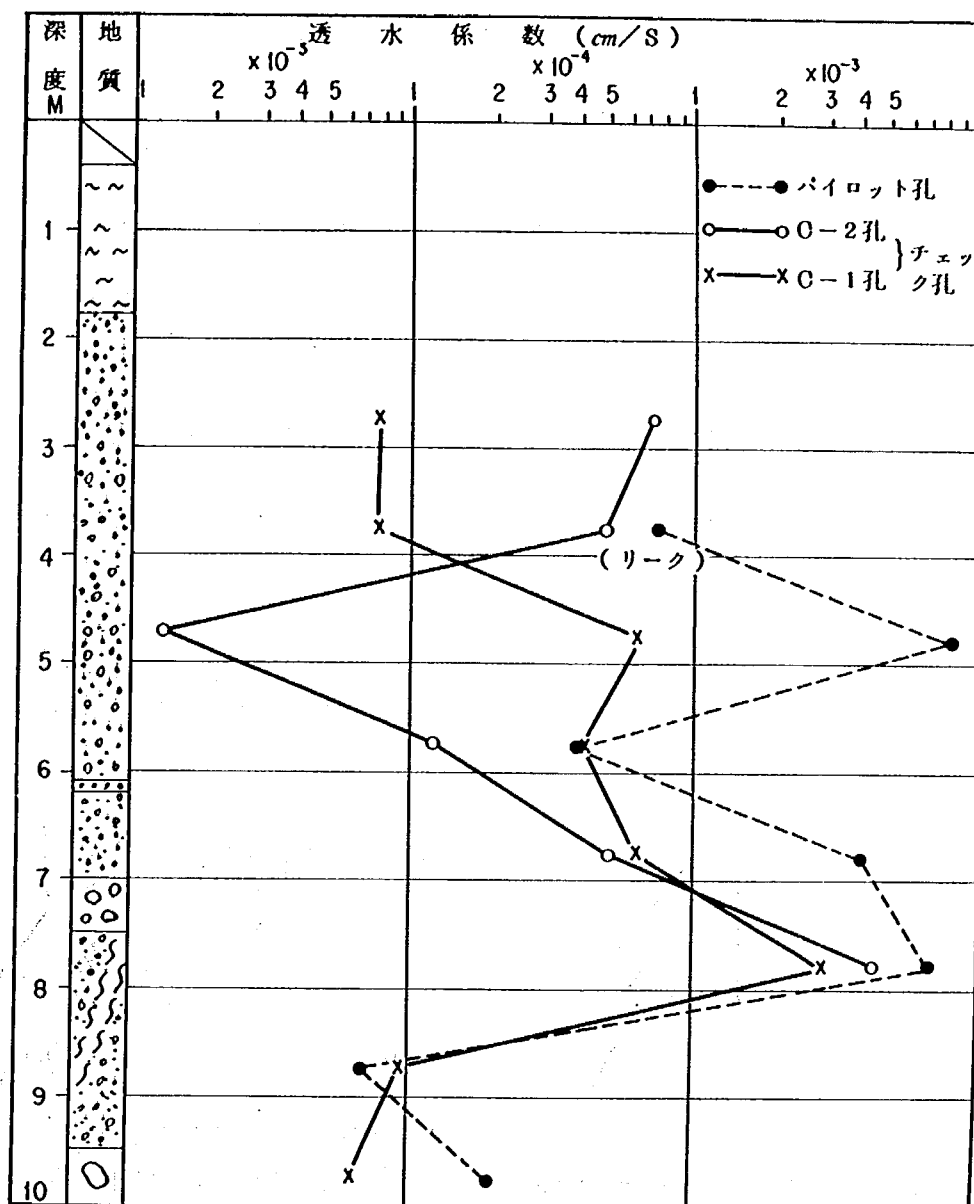


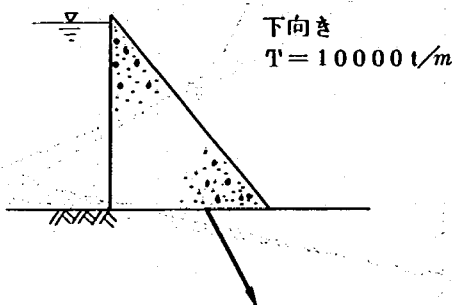
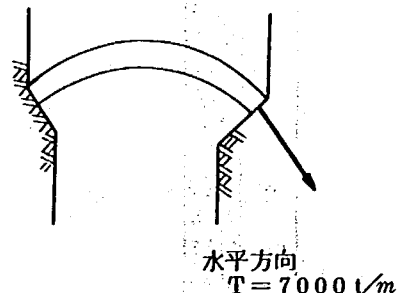
図 11-6 注入前後の透水係数分布図

12. アーチダムの設計（第12回勉強会6月30日）

12.1 概 要

アーチダムの構造的な概要および基礎的知識を表12-1にまとめた。

表12-1 重力ダムとアーチダムの構造的特徴の比較

項 目	重 力 ダ ム	ア ー チ ダ ム
荷重の伝達	片 持 梁 作 用	片持梁作用、アーチ作用
基礎岩盤の耐 荷 性	主として 河床部岩盤	主として 左右岸岩盤
設 計 法	2次元設計 片持梁法	3次元設計、荷重分割法
安 定 条 件	① 上流端に鉛直方向の引張応力を生じない。 ② せん断破壊に対し安全である。 ③ 許容応力を上回らない。	① せん断破壊に対して安全である。 ② 許容応力を上回らない。
基礎岩盤へ伝わるスラスト ($H=100m$)		
せん断に対する安定性	自重および堤体底面のせん断抵抗	基礎岩盤のせん断抵抗
堤体の応力	$0 \sim 0.3 H \text{ Kg/cm}^2$ (H はダム高 m)	$-1.0 \sim 8.0 \text{ Kg/cm}^2$ (高さによらない)
堤体 積 比	1	0.3 ~ 0.5
浸 透 流	浸透路長が長い	浸透路長が短い

12.2 アーチダム堤体の設計

12.2.1 解析方法

古くはアーチダムの設計は水平アーチに対する解析が行われたが、アーチダムを水平アーチ要素と鉛直アーチ要素からなる格子構造として解く荷重分割法（古くは試算荷重法といった）が登場してからは、一般に荷重分割法が解析手法として確立されたものになっている。また現在では3次元有限要素法により、より正確な解析を行う方法が試みられている。

1 2.2.2 荷重分割法

- ① 荷重分割法はアーチダムを水平アーチと鉛直片持梁からなる格子構造として解く方法である（仮定1）。いま図12-1のような格子構造を考え、 m 片持梁と n アーチの交点（ m, n ）に作用する水圧 P_{mn} のうち、片持梁に伝わる荷重を $c \cdot P_{mn}$ 、アーチに伝わる荷重を $a \cdot P_{mn}$ とすると

$$P_{mn} = c \cdot P_{mn} + a \cdot P_{mn} \quad \dots\dots\dots(1)$$

が成立する。

- ② 次に、 m 片持梁の k 点に作用する図12-2のような単位荷重によって（ m, n ）点に生ずる変位を、 $c \cdot \delta_{mn}(k)$ 、 n アーチの l 点に作用する図12-2のような単位荷重によって（ m, n ）点に生ずる変位を $a \cdot \delta_{mn}(l)$ とすると、変位の釣合式は

$$\sum_k c \cdot \delta_{mn}(k) \cdot P_{mk} = \sum_l a \cdot \delta_{mn}(l) \cdot P_{ln} \quad \dots\dots(2)$$

このような変位の釣合式は、アバットメントを除くアーチ要素と片持梁要素の交点に対し成立しなければならない。

- ③ この場合方程式の数と未知数 $a \cdot P_{mn}$ の数を比べると未知数の数はアバットメントにおける荷重分割の数だけ多くなる。

- ④ 従って、アバットメントにおける荷重分割を決定すればアーチ要素と片持梁要素の各交点での荷重分割ならびにその点での変位を求めることができる。現在はこの方程式はコンピュータの利用により簡単に解くことができるが、以前は簡単な格子構造（拱頂片持梁）に対し、あらかじめ荷重分割を仮定し、収束計算によって解を求めていた。このため試算荷重法の名がある。

- ⑤ さてアバットメントにおける荷重分割については種々の考えがあるが、現在ではアバットメントにおける基礎岩盤面の傾角を X として $\cos^2 X$ 、 $\sin^2 X$ に比例してアーチ要素、片持梁要素に分割している（仮定2）。

- ⑥ 方程式(2)は簡単のためある方向の変位に対して記述したが、アーチ要素と片持梁要素がその交点で変位を同一にするためには次の6つの条件を満足しなければならない。

(I) 半径方向の変位 (IV) 半径方向軸まわりの回転

(II) 接線方向の変位 (V) 接線方向軸まわりの回転

(III) 鉛直方向の変位 (VI) 鉛直方向軸まわりの回転

直観的にも分かるように、(I)の変位が最も大きいため、この半径方向の変位のみに着目して解く方法が一般的に行われている。これを半径方向調整計算（radial adjustment）という。

また、(I)、(III)、(VI)について変位が一致するように解く方法がある。これを完全調整計算（full

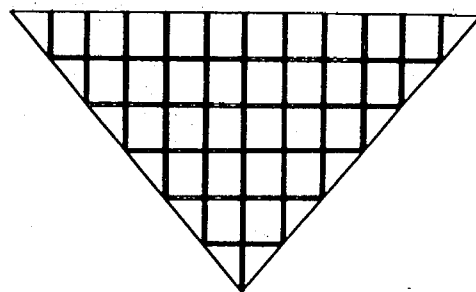


図12-1 荷重分割法概念図

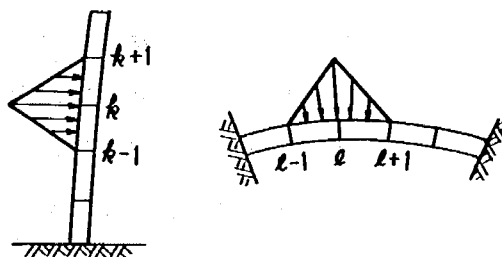


図12-2 単位荷重

adjustment) という (仮定 3)。

⑦ 完全調整計算の場合は水圧荷重の分割だけでは方程式と未知数の数が一致しないため、アーチ要素と片持梁要素の交点でそれぞれの要素に向きが反対で大きさの等しい接線方向力および鉛直軸まわりモーメントを作用させる。これを自己平衡荷重という。

⑧ 次に基礎岩盤の変形性について考える。荷重分割法で用いられている基礎岩盤の変形性は F. Vogt によって提案された方法を用いている。これは、基礎岩盤との着岩面を平面に展開し、その縦横比を下に変形定数を算出するものである (仮定 4)。基礎の変形性はアーチ要素と片持梁要素による荷重に対する変位の和で表わされる。荷重分割法の計算の中ではこの仮定が最も問題となる。

1 2. 2. 3 荷重分割法の問題点の整理

① 荷重分割法には次のような仮定が含まれる。

(i) アーチダムを格子構造と考え、アーチ要素と片持梁要素の 2 次元解析の組合せとして解くという仮定。

(ii) アバットメントの荷重分割に対する仮定。

(iii) 片持梁要素とアーチ要素の変位を全く一致させてない点。

(iv) 基礎岩盤の変形の求め方を Vogt の方法を用いて簡易化している仮定。

これらの問題点のため、荷重分割法と模型実験法との解析結果には局部的に大きな差が出てくる。

② 現在では模型実験法の結果が最も正しい値であると考えられており、荷重分割法は局部的にかなりの誤差がでると考えられている。

1 2. 2. 4 荷重分割法の精度 (模型実験法との比較から)

1) 撓み

谷が U 字型断面をなし、かつアーチ形状が定半径アーチに近いほど、実験値と計算値は比較的良好に一致し、V 字型の谷の変半径アーチほど両者の差は大きくなる傾向にあり、クラウンで 10 ~ 40 % 実験値が大きく示される。

2) 上流面水平応力

円弧アーチの場合は実験値は計算値の 60 ~ 80 % を示し、放物線アーチの場合両者はよく一致する。

3) 下流面水平応力

クラウンにおいて実験値は計算値よりも小さく示され、特に下部標高においては実験値は計算値よりも大きく引張側へ移行している (100 m 級のダムで 10 ~ 30 Kg/cm^2)。

4) 上流面鉛直応力

実験値は計算値に比して圧縮側へ移行し、この傾向は下部標高ほど強い (100 m 級のダムで 20 ~ 40 Kg/cm^2)。

5) 下流面鉛直応力

実験値は計算値に比して引張側へ移行し、この傾向は下部標高ほど強い(100m級のダムで10~20 Kg/cm²)。

1 2.2.5 有限要素法

- ① 有限要素法は荷重分割法に見られたような種々の仮定がないため、厳密な弾性理論による正確な解を求めることができる。
- ② 有限要素法では各要素の変形特性を仮定している。従って、要素分割の細かさは、その部分で想定される変形に即した分割の細かさが要求される。たとえば8節点6面体要素では曲げ変形は表わし得ないから、アーチダムの厚さ方向の要素分割を1分割としたのでは正しい変形は求め得ない。
- ③ このような問題点は要素分割を細かくすることで解決できる。従って、解析精度は計算コストとのかねあいとなる。
- ④ 有限要素法の詳細は別途説明する。

1 2.2.6 放物線アーチダム

- ① 古くは、アーチダムの形状は円弧アーチとして設計されていたが、不等厚アーチを採用して堤体内応力を緩和するために3心円アーチが用いられるようになった。
- ② 日本においては、鳴子ダムのような初期のダムでは一心円等厚アーチが用いられ、中心角は堤体の応力分布から120°程度の値が用いられていたが、川俣ダムの設計において、基礎岩盤の安定性を増大させるためにアーチダムの中心角を減じてアーチスラストを山側へ向ける試みがなされた。この結果が図12-3であり、これより中心角70~80°の場合がアーチスラストが最も山側に向くことが確められた。
- ③ 川俣ダムでは結果的に80~90°の中心角が採用されたが、これは中心角をさらに小さくするとアーチクラウン付近に過大な引張応力が生じてしまうためであった。
- ④ このような引張応力を消す方法として、放物線アーチが採用された。放物線アーチはアーチクラウンでは曲率が大きく、アバットメントでは曲率が小さいため、その採用によって堤体に大きな引張応力を生じることなしにアーチスラストを山側へ向けることが可能となった。その後は建設省関連のアーチダムは全て放物線アーチを採用し中心角は一般に70~80°としている。

1 2.3 アーチダムの基礎岩盤の設計

1 2.3.1 解析方法

- ① アーチダムから基礎岩盤へ伝わる荷重は主として水平

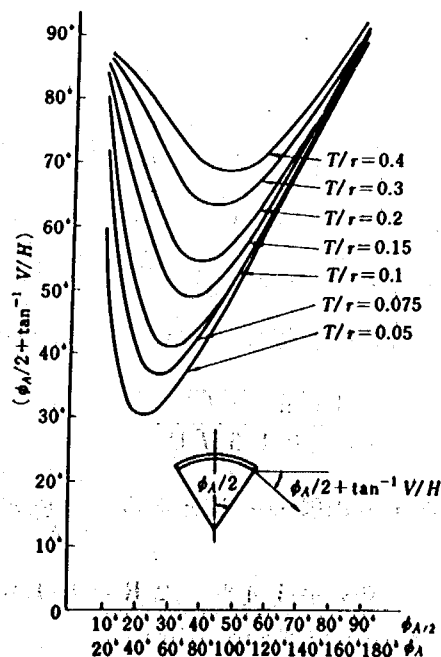


図12-3 スラストの方向と中心角の関係

方向荷重であるから、解析断面は水平な2次元断面とするのが一般である。また、このような水平な2次元断面の解析では地山自重の影響が加味できないので、傾斜2次元断面による解析が行われることがある（Müllerの方法）。

- ② しかし、アーチダムの基礎岩盤の安定性は3次元的な現象であるから、厳密には3次元解析が必要である。このような解析法には、剛体滑り法、ロッキーパー法、3次元FEMなどがある。

1 2.3.2 所要堅岩線による方法（均一な岩盤における安定解析）

- ① 破壊面を図12-4のようにアーチダムのアバットメント上流端から生ずる直線面と仮定すると、

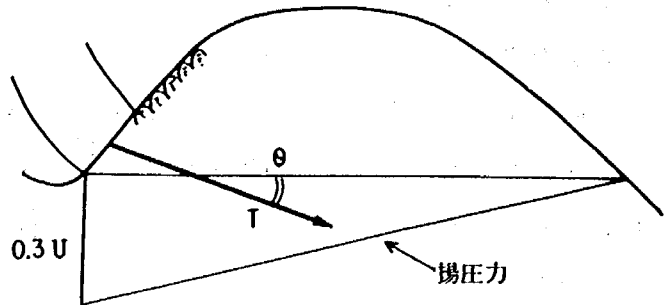


図12-4 所要堅岩線の計算法

せん断摩擦安全率 n は、

$$n = \frac{\tau_0 \ell + f(T \sin \theta - 0.15 U \ell)}{T \cos \theta} \quad \dots\dots\dots(1)$$

となる。これより所要の安全率 n を確保するために必要なせん断面の長さ ℓ を逆算すると、

$$\ell = \frac{T}{\tau_0 - 0.15 f U} (n \cos \theta - f \sin \theta) \quad \dots\dots\dots(2)$$

いま、

$$\cos \theta_0 = \frac{n}{\sqrt{n^2 + f^2}} \quad \sin \theta_0 = \frac{f}{\sqrt{n^2 + f^2}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

とすれば、

$$\ell = \frac{T \sqrt{n^2 + f^2}}{\tau_0 - 0.15 f U} \cos (\theta + \theta_0) \quad \dots\dots\dots(4)$$

となる。これを任意の θ に対して求め、図化すると図12-5のようになる。これを所要堅岩線という。所要堅岩線と地山(堅岩)表面との関係から基礎岩盤の安定性を判断することができる。

- ② 所要堅岩線はスラストと θ_0 をなす角度の方向を直径

$$\frac{T \sqrt{n^2 + f^2}}{\tau_0 - 0.15 f U} \quad \dots\dots\dots$$

とする円弧の一部となる。一般に $\tau_0 \gg 0.15 f U$ 、 $f=1$ であるから $n=4$ とすると、

$$\theta_0 = 14^\circ \quad 2R = (4.0 \sim 4.5) \times \frac{T}{\tau_0} \quad \dots\dots\dots(5)$$

となる。

- ③ 次に岩盤内に弱層がある場合を仮定する。この場合弱層の方向に対して(4)式を仮定すると τ_0

が $0.15fu$ に等しくなれば
 θ は無限大となってしまう。
 これは所要のせん断長さ l を
 かせればかせぐほど揚圧力の
 大きさも増大し安全率が大き
 くならないためである。

- ④ このような矛盾は揚圧力の
 扱い方に起因する。重力ダム
 の揚圧力の取り方はある程度
 妥当と考えることができる。
 しかし、アーチダムの揚圧力
 の場合は堤体から離れた基礎
 岩盤の部分の揚圧力であり、
 想定すべり面で三角形分布の
 圧力をかけるのは3次元的に
 考えるとおかしいことがわか
 る。その例を図12-6に示
 す。すなわち、水平スライス
 上で考えている揚圧力分布は
 一応妥当と考えられても、こ
 れを鉛直断面におきかえて考
 えると、重力ダムの揚圧力に
 比べアーチダムの揚圧力は高
 すぎる値を示しているといえ
 よう。

1 2. 3. 3 2次元有限要素法

- ① 岩盤内に存在する弱層等の
 安定は必要堅岩線で十分に評
 価することができない。この
 ような場合には2次元有限要
 素法による解析が一般に行わ
 れている。

1 2. 3. 4 2次元解析法の問題 点

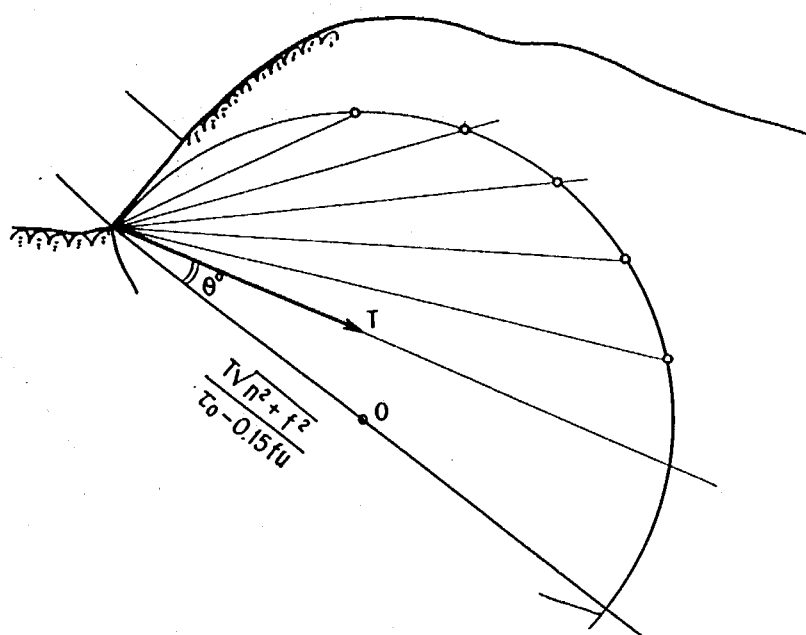


図12-5 必要堅岩線

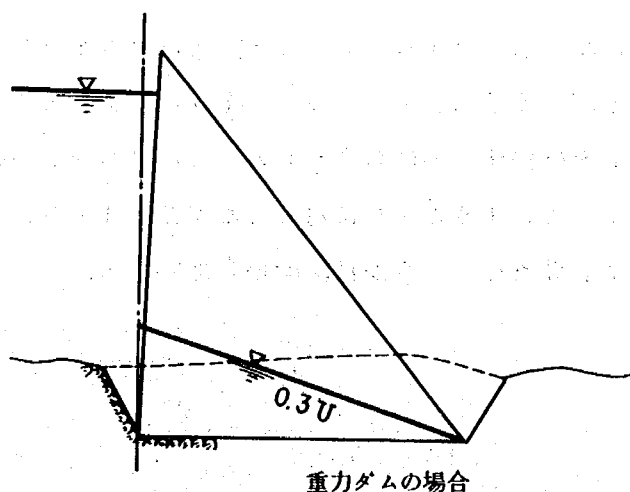
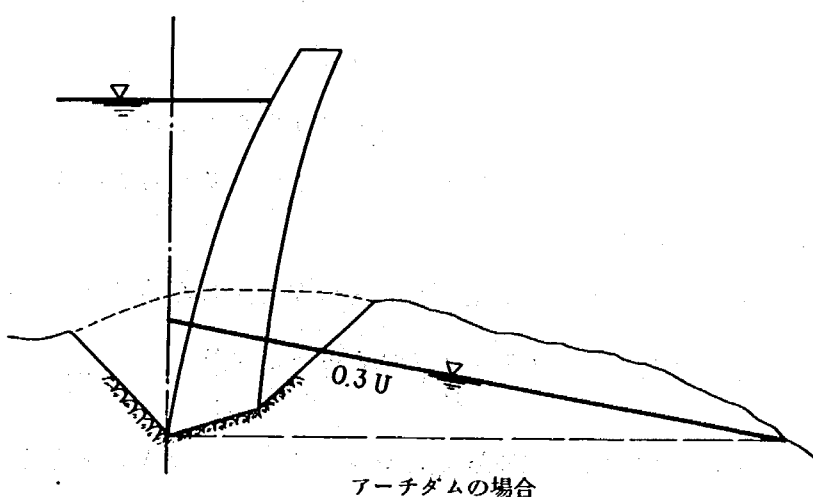
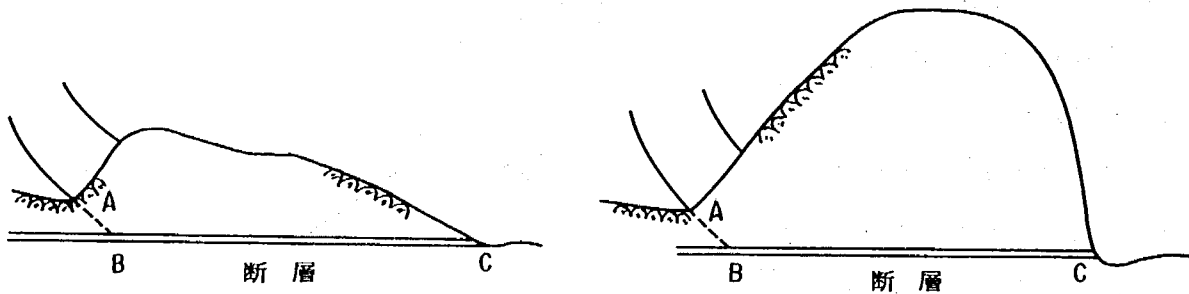


図12-6 揚圧力の分布

- ① 重力ダムの安定性は着岩部付近に限られることが多いが、アーチダムの安定性は基礎岩盤深部の問題である。このような安定性の検討は2次元解析をすると矛盾を生ずることが多い。例えば、図12-7のような2つの状態の安定性は2次元解析では同じ安全率となる。このように2次元解析ではアーチダム下流の地山（shoulder）の厚みを正當に評価できないので3次元解析を行うことがふえてきている。



すべり線ABCに対する安全率はどちらも同じである。

図12-7 2次元解析の矛盾点

12.3.5 3次元解析法

- ① このような2次元解析の矛盾を解消するために、3次元解析を行うことがある。3次元解析手法にはロッキービラー法、剛体すべり法などがある。
- ② これらの解析手法は、基礎岩盤の安定性を基礎岩盤の3次元的な岩塊のすべりに対して検討するものである。
- ③ いま底面を水平面と仮定した岩塊の安全率は剛体すべり法によれば次式で求められる。

$$n = \frac{\tau_{側A側} + f_{側} V + \tau_{底A底} + f_{底} W}{H} \dots\dots\dots(5)$$

従って、基礎岩盤の自重Wと、ショルダーの厚みA底を考慮することができる。

- ④ このような3次元解析は一見妥當な解析法に見えるが、実際には解決すべき点が多い。その1つは底面を水平とする仮定である。安定解析を行うべき岩塊の底面は必ずしも水平とは限らず、例えば下流落ち、川落ちの底面を仮定することも同様に妥當である。しかしこの場合、所要安全率を確保するのはむずかしい。これは基礎岩盤自重が岩塊をすべらす方向に作用するためである。このような場合に対しても安全率4（3次元の場合は安全率を6とすることがある）が果して必要なのかどうかは議論の余地がある。

13. 田瀬ダムゲートの応力解析(第13回勉強会7月28日)

本勉強会テーマは別途土研資料として報告予定であるので、ここに掲載することは割愛する。

14. アーチダム低水位時地震応答及びアーチダム三次元解析

(第14回勉強会8月25日)

14.1 アーチダム低水位時地震応答

14.1.1 目的

アーチダムは、水圧、堆砂圧等常時下流向きへ働く荷重に対しアーチ作用、片持梁作用等でこれらの荷重に抵抗し、この外荷重を中心に設計されるが、空虚時に近い状態あるいは建設中に上流向きへ荷重を受けた時、アーチ作用は働かずその安全性が問題となる。

そのためここでは、上流向き地震力を受けた時堤体応力と水深の関係、最も危険であると思われる水深に対しどれ位の震度まで耐えうるかを検討する。

14.1.2 方法

- 応力計算は、半径方向調整荷重分割法による。
- 地震力は、上流方向へ作用するものとしこの時、堆砂圧は安全側へ働くので考慮しない。
- 川治、川辺川、小渋ダムは応力に与える水深の影響を見るため4種の水深で解析
矢作、裾花、青蓮寺、豊平峡、真名川ダムは空虚時だけの解析
- ダム形状、物性値は当該ダムの値を用いる。
- ある水深で静、動荷重が作用したケースと静荷重だけが作用したケースの解析を行い、この両者の応力を引くことによって堤体震度が作用した時の動荷重だけによる応力を知ることができる。

$$\text{任意の震度の応力} = (\text{静荷重による応力}) + \frac{(\text{動荷重だけの応力})}{(\text{堤体震度})} \times (\text{任意の震度})$$

によって任意の震度による応力を計算できる。

14.1.3 結果

一般に応力上特に検討する必要がある点は

① 着岩部付近鉛直応力

② トップアーチクラウン、トップアーチアバットメント上下流面水平応力

であるが、①は図14-1によれば引張応力は小さく問題とはならないし、また表14-1の設計震度が作用した時の動荷重による応力も小さいため②について検討することにした。

三種のダムで上記の点に着目した時、静、動荷重による応力と動荷重だけによる応力を表示したものが表14-1である。この表を一部グラフ化し設計震度が作用した時の水深に対する水平応力を表わしたものが図14-2である。

これから、水深が小さい時(水深/ダム高<0.6位)水深は応力にあまり影響を与えないが、水深が大きい時(水深/ダム高>0.6位)水深は応力に影響する。これは着目点がトップアーチにあるため低水深では、水圧の影響がトップアーチまで伝わっていないためと考えられる。

$k = -0.24$
 — 上流面水平応力 (10 Kg/cm)
 - - - 下流面 " (")
 - · - 下流面鉛直応力 (3 Kg/cm)

斜線のある方向へ行くに従い応力は大きくなる。

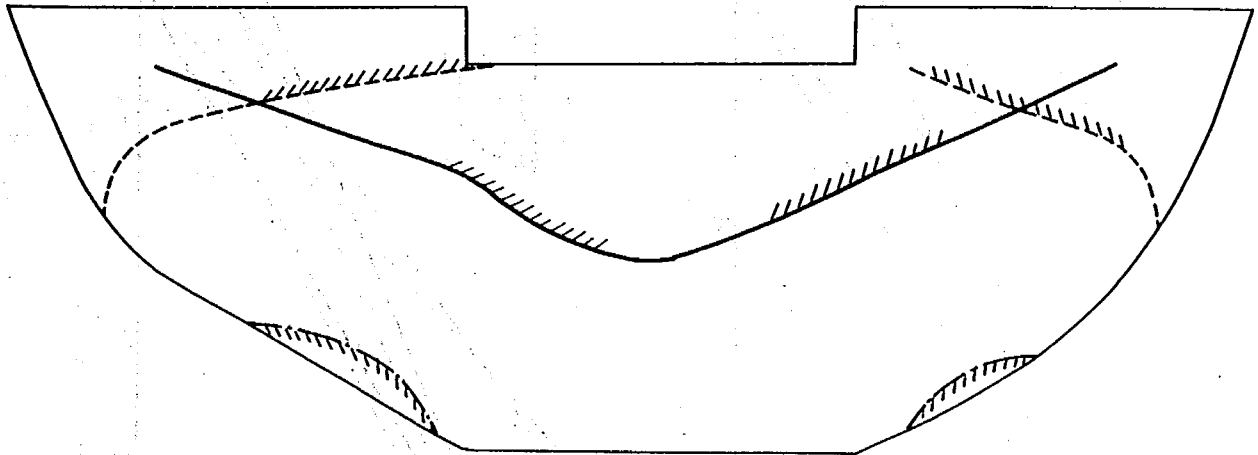


図 1 4 - 1 川治ダム空虚時引張応力

表 1 4 - 1 各水位に対する堤体応力

ダム名	水位 (m)	水位 ダム高	震 度	静動荷重による応力 動荷重による応力	鉛直応力		水平応力		水平応力	
					上流面	下流面	上流面	下流面	上流面	下流面
川 治	103.1	0.87	-0.24		-16.0	54.9	8.9	3.0	5.2	4.4
					19.2	-23.0	-30.3	-13.0	-8.8	-26.1
	67.1	0.56	"		1.5	32.9	-12.1	-8.1	-1.0	-15.2
					11.8	-13.8	-18.6	-8.6	-4.4	-17.5
	34.1	0.29	"		8.5	24.0	-16.3	-8.6	-3.3	-16.8
					8.9	-10.2	-16.6	-8.6	-3.4	-16.8
川 辺 川	0 (空虚時)	0	"		9.2	22.9	-16.5	-8.6	-3.4	-16.8
					8.6	-9.7	-16.5	-8.6	-3.4	-16.8
	81.8	0.80	-0.3		-7.1	31.1	-5.6	-5.1	1.6	-12.4
					9.5	-13.0	-27.2	-12.7	-12.6	-27.5
	60.8 (低水位)	0.59	"		-2	24	-15	-11	-4	-21
					7	-9	-20	-11	-7	-23
小 浜	31.8	0.31	"		16.4	18.3	-18.0	-10.7	-6.5	-22.3
					4.6	-6.0	-17.0	-10.8	-6.4	-22.2
	0 (空虚時)	0	"		1.8	17.8	-17.8	-10.7	-6.4	-22.2
					4.5	-5.7	-17.8	-10.7	-6.4	-22.2
	93.7	0.85	-0.24		15.5	31.1	1.3	1.5	3.8	-1.6
					12.5	-15.5	-21.6	-15.6	-14.6	-15.8
小 浜	81.1 (堆砂深)	0.74	"		7.3	23.6	-7.5	-6.8	-2.7	-9.0
					10.5	-12.8	-16.0	-11.7	-10.3	-12.4
	41.7	0.38	"		20.6	7.2	-12.5	-10.3	-7.6	-11.1
					5.3	-6.3	-12.2	-10.1	-7.3	-10.9
	0 (空虚時)	0	"		23.5	4.0	-12.3	-10.1	-7.4	-10.9
					4.2	-5.0	-12.3	-10.1	-7.4	-10.9

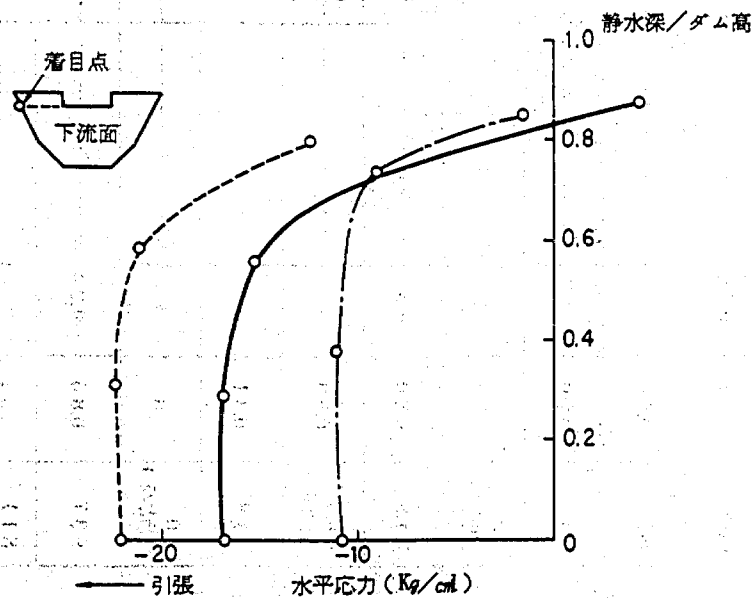
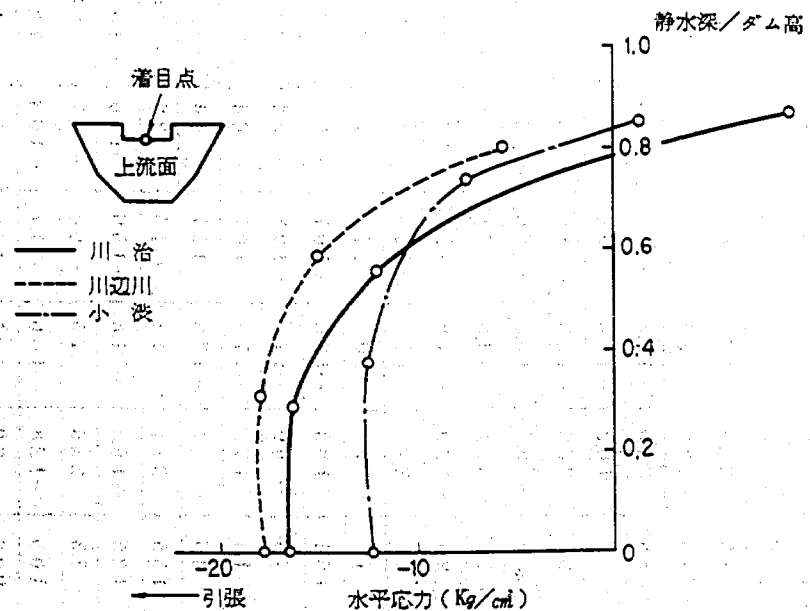


図 1 4 - 2 水深と堤体応力

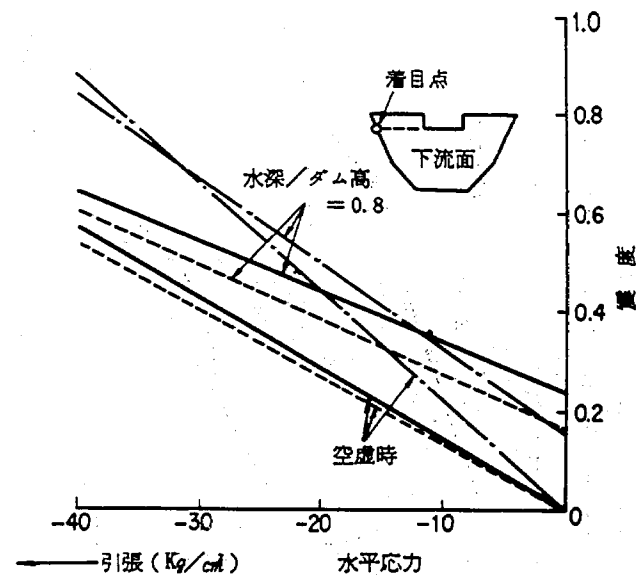
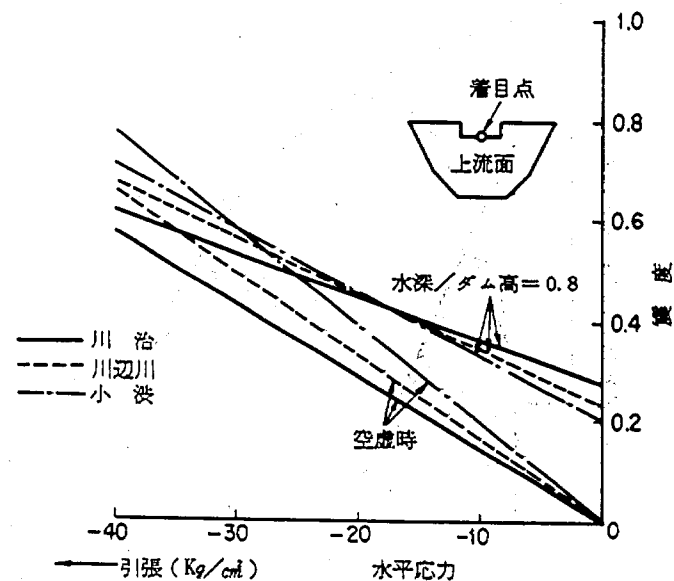


図 1 4 - 3 震度と水平応力

図14-3は水深を二種類想定した時、震度と水平応力の関係を示す。これによれば震度が大きくなるに従い応力は水深の影響を受けなくなる傾向がある。これは水深が一定ならば静荷重は一定であるが、動荷重は震度に比例し増加するため、全荷重を考えれば両荷重はうち消し合い震度が増すにつれ、空虚時に近い荷重状態に近づくものと推察される。さらに震度が大きくなると計算上は動荷重が静荷重より大きくなり水深のある方が引張応力が発生するようになる。しかしながらこれは水が堤体上面を引張っている形であり現実には考えられないし、このような大きな震度が働くとも考えられない。

アーチダムで上流向き地震に対し最も危険な状態となるのは直感的にも上記の解析からも明らかに空虚時である。8ダムを例にとり空虚時の応力を示したものが表14-2である。

表14-2 空虚時に対する堤体応力

ダム名	震 度	静動荷重による応力 動荷重による応力	鉛直応力		水平応力		水平応力	
			上流面	下流面	上流面	下流面	上流面	下流面
矢 作	-0.24		13.9	11.4	-13.0	-7.9	-6.3	-12.1
			4.3	-5.2	"	"	"	"
裾 花	-0.4		11.0	9.2	-17.6	-10.5	-5.9	-17.1
			4.1	-4.8	"	"	"	"
青蓮寺	-0.25		6.9	14.4	-11.5	-6.1	-4.5	-8.4
			2.8	-3.2	"	"	"	"
豊平峡	-0.3		9.4	13.5	-15.3	-7.9	-6.3	-14.1
			6.4	-7.2	"	"	"	"
真名川	-0.3		4.3	27.1	-18.5	-11.3	-9.9	-19.9
			6.7	-7.9	"	"	"	"
川 治	-0.24		9.2	22.9	-16.5	-8.6	-3.4	-16.8
			8.6	-9.8	"	"	"	"
川辺川	-0.3		1.8	17.8	-17.8	-10.7	-6.4	-22.2
			4.5	-5.7	"	"	"	"
小 波	-0.24		23.5	4.0	-12.3	-10.1	-7.4	-10.9
			4.2	-5.0	"	"	"	"

この表で静動荷重による水平応力と動荷重による水平応力が等しいのは自重が片持梁にすべてかかりアーチには分担されないとして計算しているからである。これをグラフ化して図14-4が描ける。

コンクリートの圧縮強さを400 Kg/cmとすれば、設計において許容する引張応力は10 Kg/cm位であり、破壊引張応力は40 Kg/cm位である。引張応力10 Kg/cmの発生する上流向き震度は下流面トップアーチアバットメントで0.13(川辺川)～0.24(青蓮寺)である。

破壊引張応力 40 Kg/cm^2 の発生する上流向き震度は下流面トップアーチアバットメントで 0.54 (川辺川) ~ 1.19 (青蓮寺) である。

1.4.1.4 今後の問題点

- アーチダムの安定性は基礎岩盤の影響を大きく受け、ここで用いた荷重分割法は基礎岩盤を半無限体と仮定し等置展開法を用いるなど、多くの仮定が行なわれた計算法であり現実のものと近いと考えられる模型実験とくらべ少なからず差がある。
- アーチダムは可撓性構造物であり、地震動の影響を静的な横荷重として評価する震度法では、現実の地震動によるものとはくい違いがあると思われ、また貯水の影響を Westergaard 公式により上流向きへ働くとすること等に問題がある。
- 破壊引張応力のでる震度を検討したが、これは上

流向き地震のものであり、下流向き地震についても検討する必要がある。

1.4.2 アーチダム応力解析 (三次元)

1.4.2.1 目的

アーチダムは高次の不静定構造物であり、この解析は現在荷重分割法、模型実験で行なわれている。荷重分割法は多くの仮定の下に成り立っている理論であり、この方法で設計されたものの最終チェックとして模型実験が行なわれている。

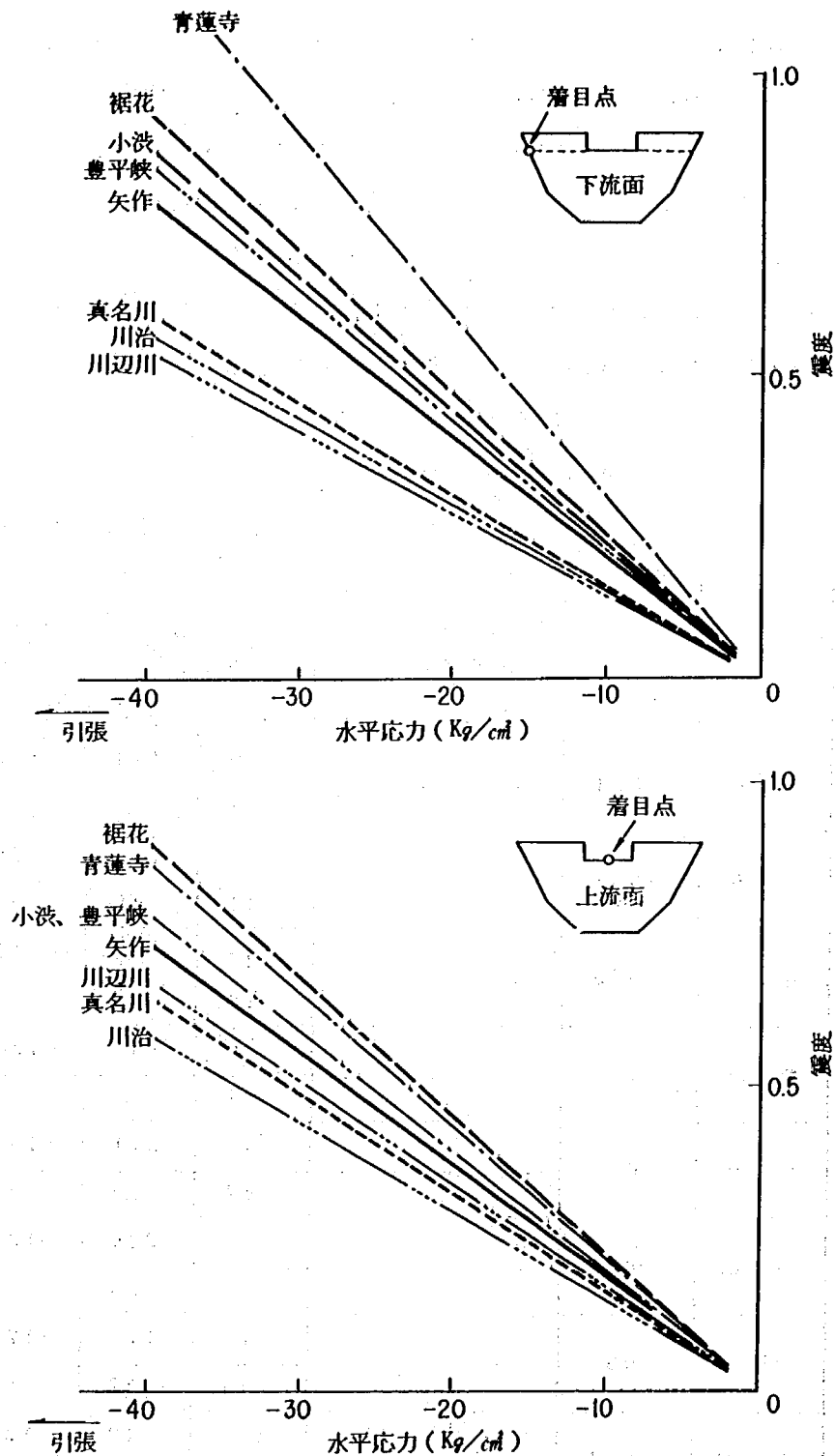


図 1.4-4 空虚時、震度と水平応力

有限要素法は、荷重分割法のたわみ調整の仮定等を排除でき、また模型実験での材料の誤差等を排除できるものであるため、理論的にすぐれこれらの方法に代わるものとして考えられるが、まだ完全に確立されたものではなく荷重分割法、模型実験、有限要素法の比較を行ないつつ三次元有限要素法の良否を検討する必要がある。ここでは荷重分割法と有限要素法について検討する。

1 4.2.2 方 法

解析に用いるプログラムは、ASKA（三次元的有限要素法）、ADAP2（シェル理論による有限要素法）、荷重分割法（半径方向調整計算）の三方法による。

① 図14-5モデルでアバットメント固定の条件で解析

② 図14-5モデルで基礎（ $E_k = 7 \text{ 万 Kg/cm}^2$ 、境界はアバットからダム高と同じ深さ）を加えたもので解析

荷重として静水圧（水深は天端と同じ高さとする）だけを考える。

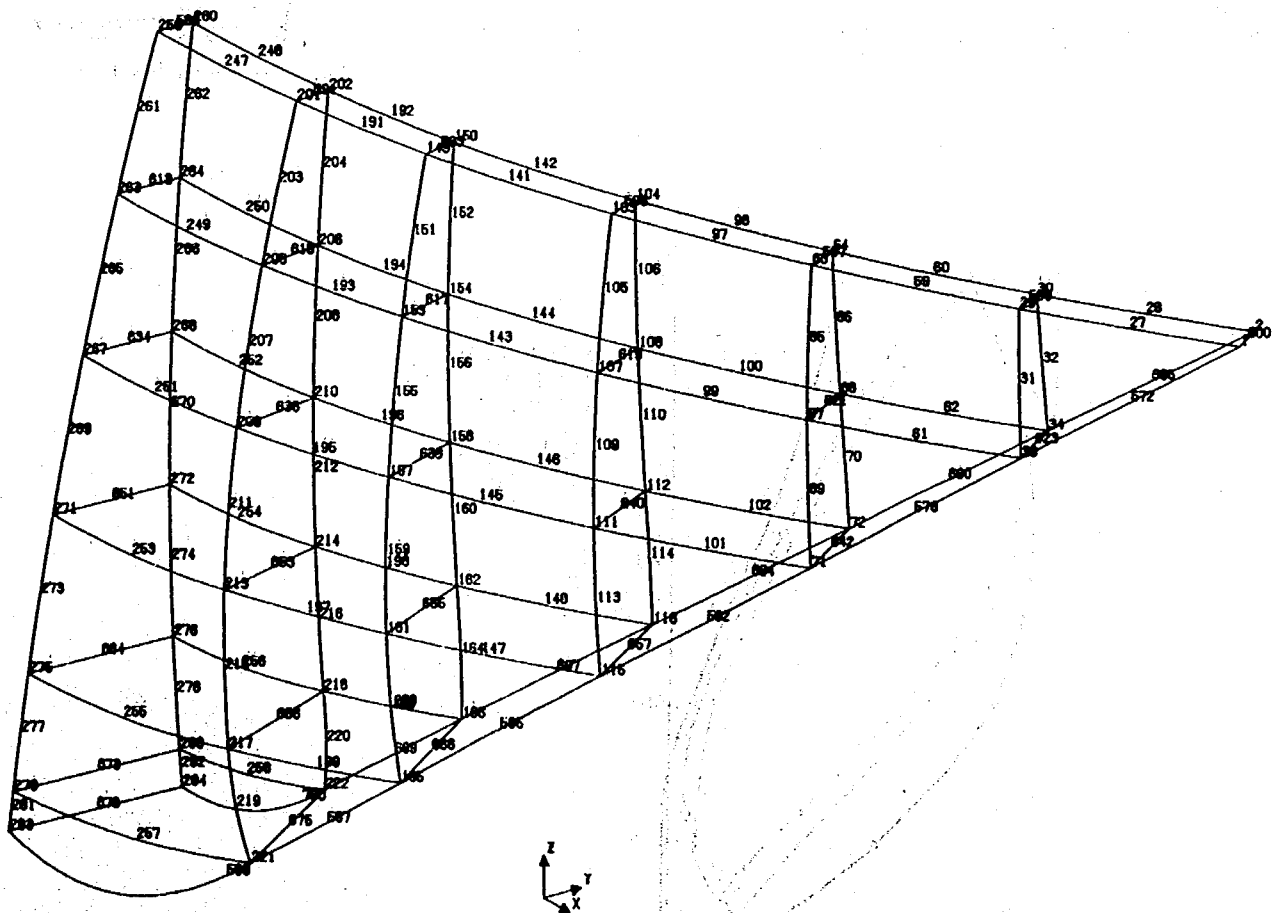


図14-5 解析モデル

1 4.2.3 結 果

①の方法の解析結果を図14-6に示す。ASKA、ADAP2は最大断面鉛直応力を除けばほぼ一致する。特に変位はよく合うが、荷重分割法は応力、変位共に有限要素法に比べあま

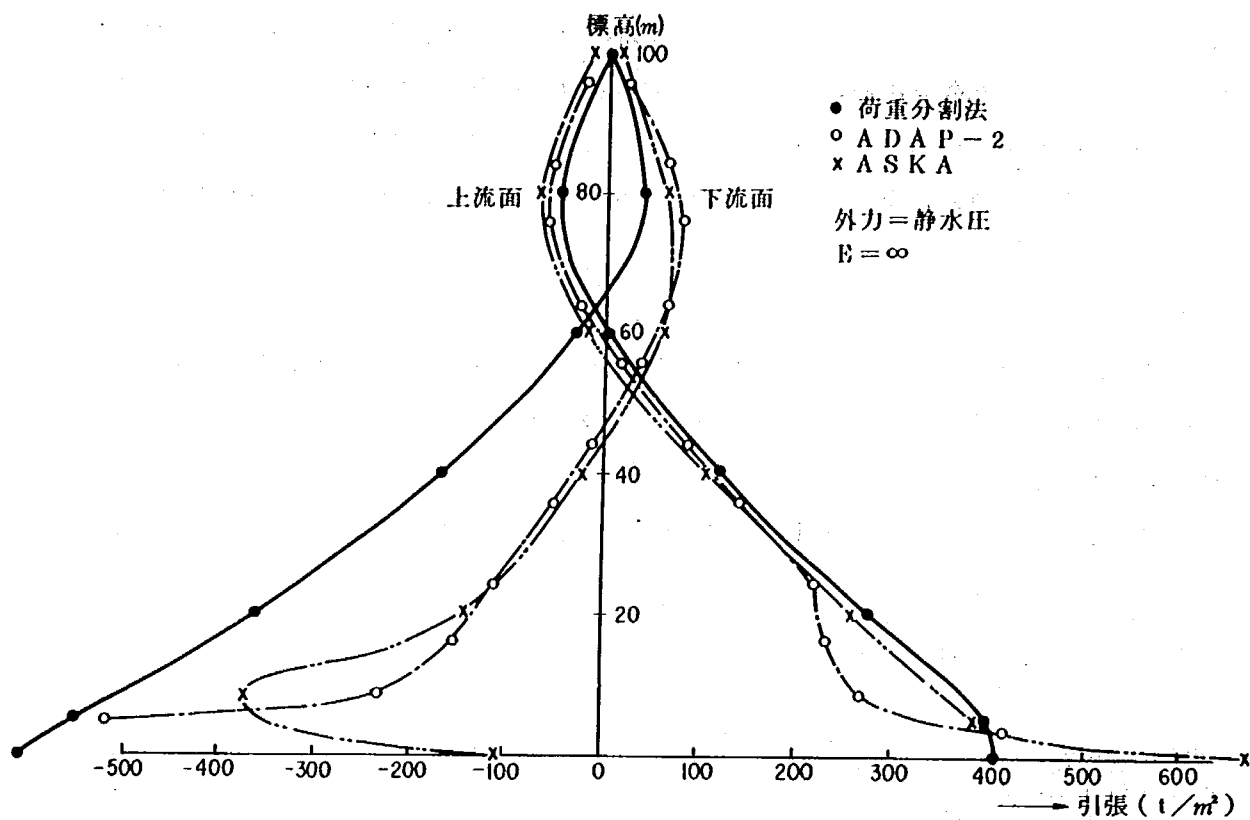


図14-6-1 鉛直応力(クラウン)

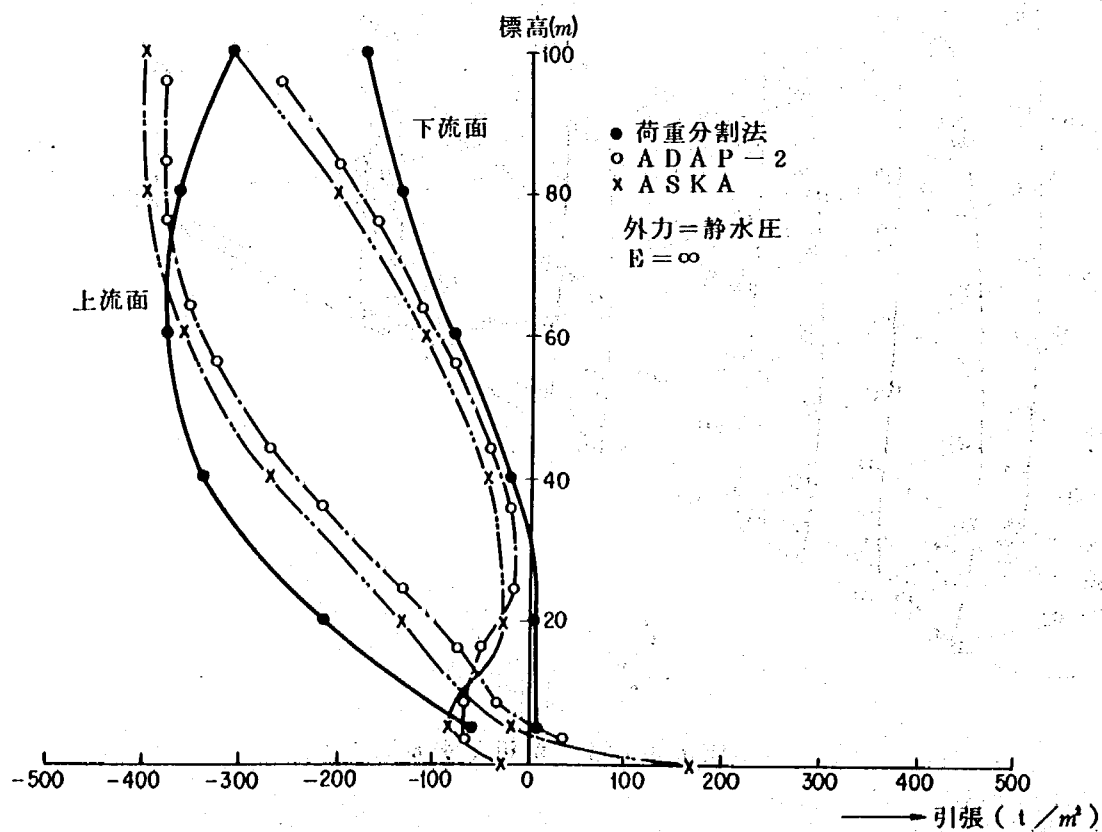


図14-6-2 水平応力(クラウン)

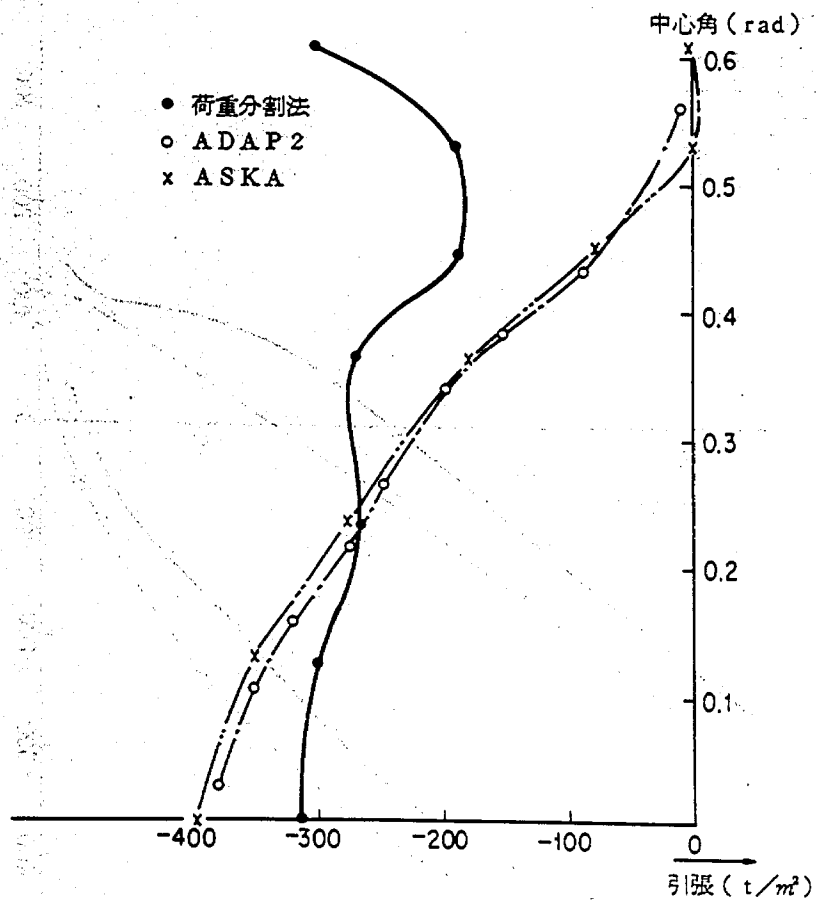


図 1 4 - 6 - 3 水平応力 (天端上流面)

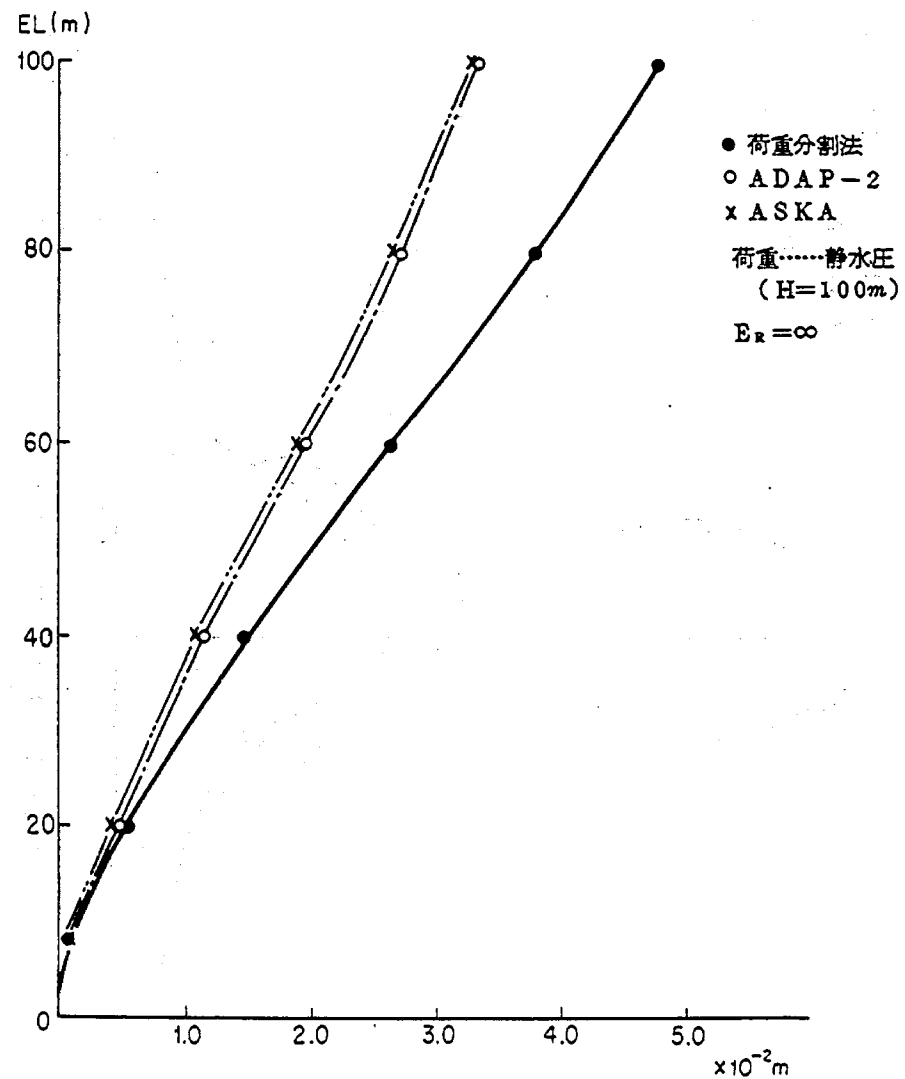
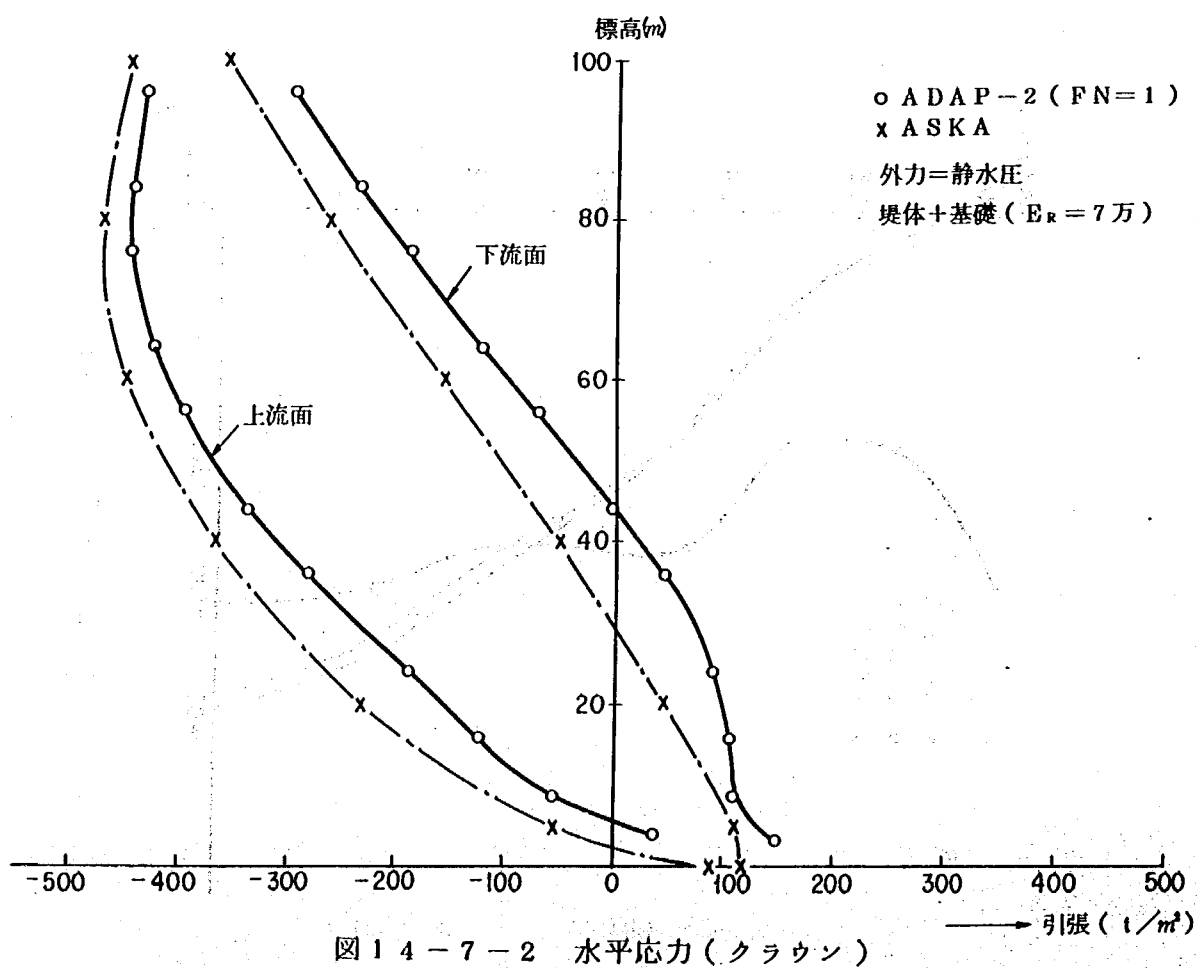
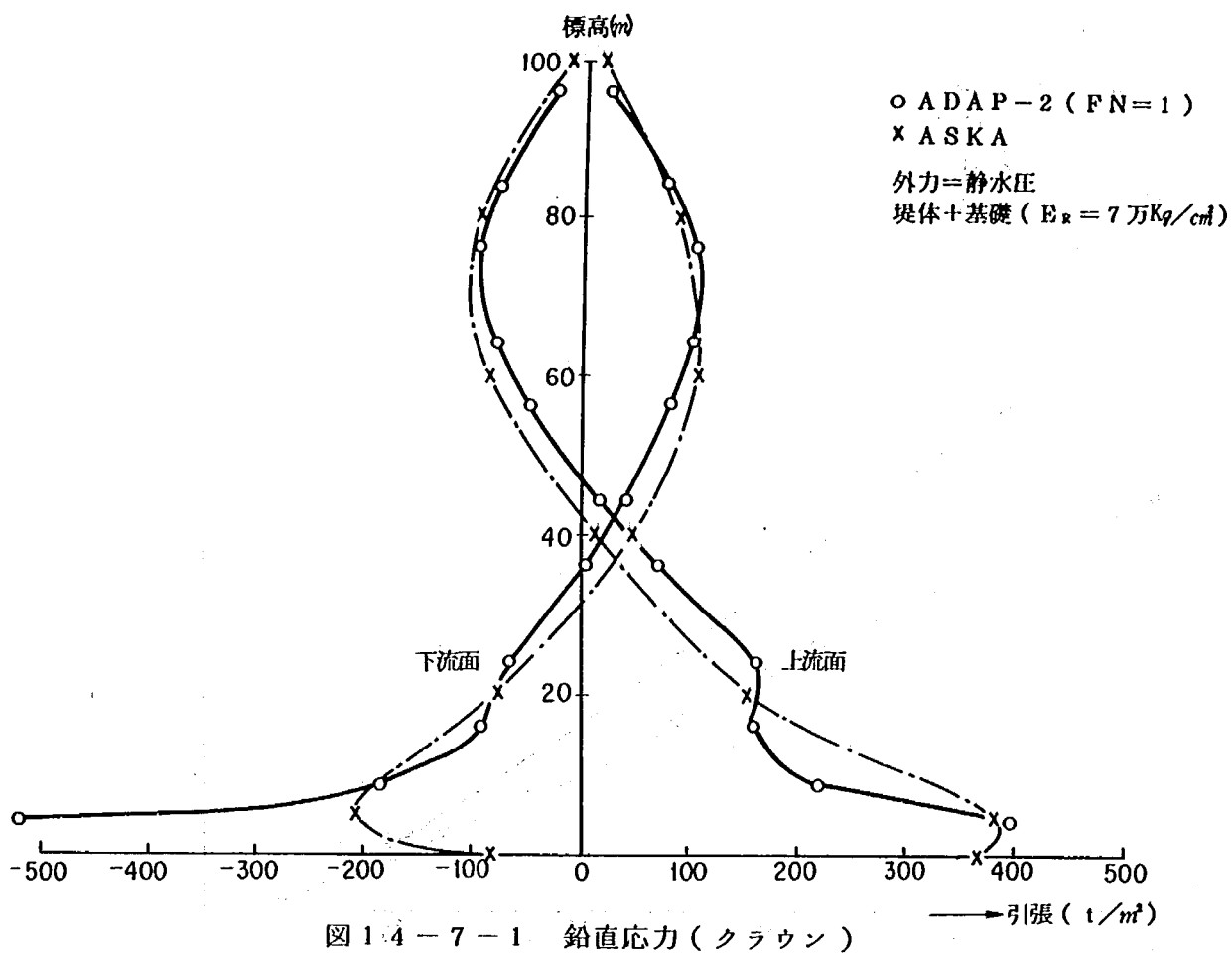


図 1 4 - 6 - 4 半径方向変位 (クラウン)



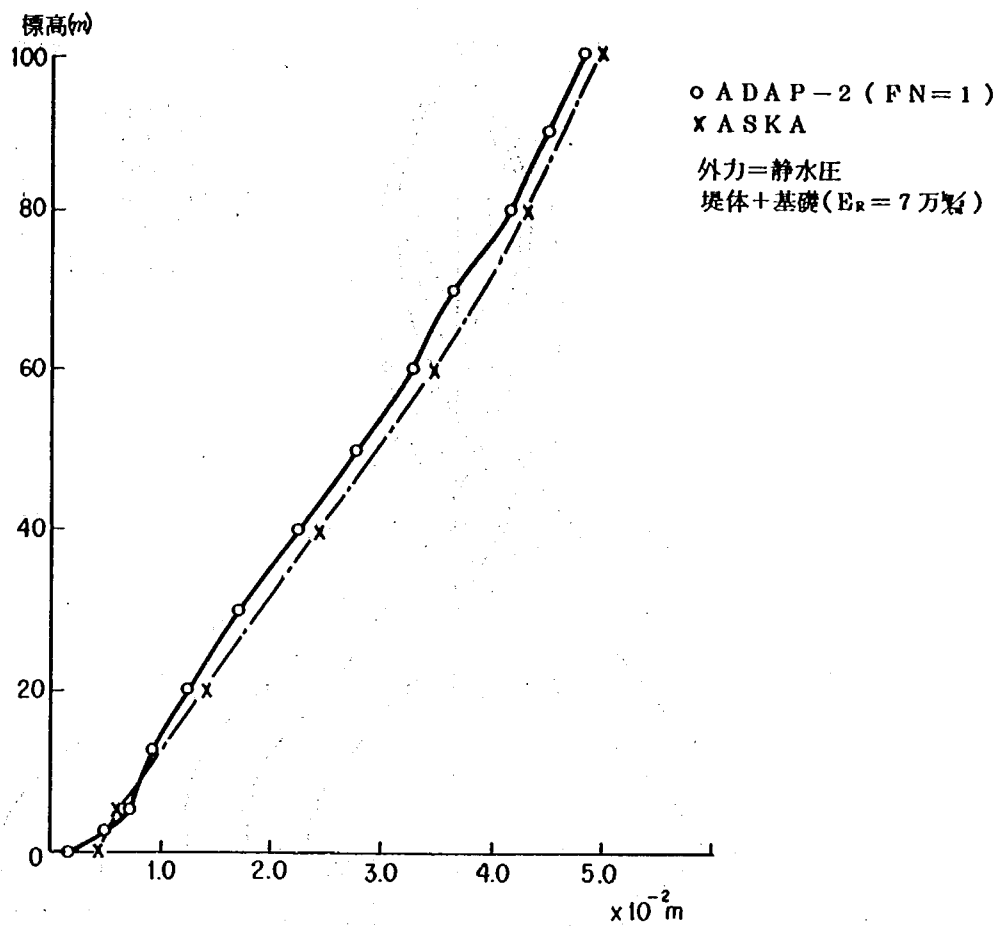


図 14-7-3 半径方向変位 (クラウン)

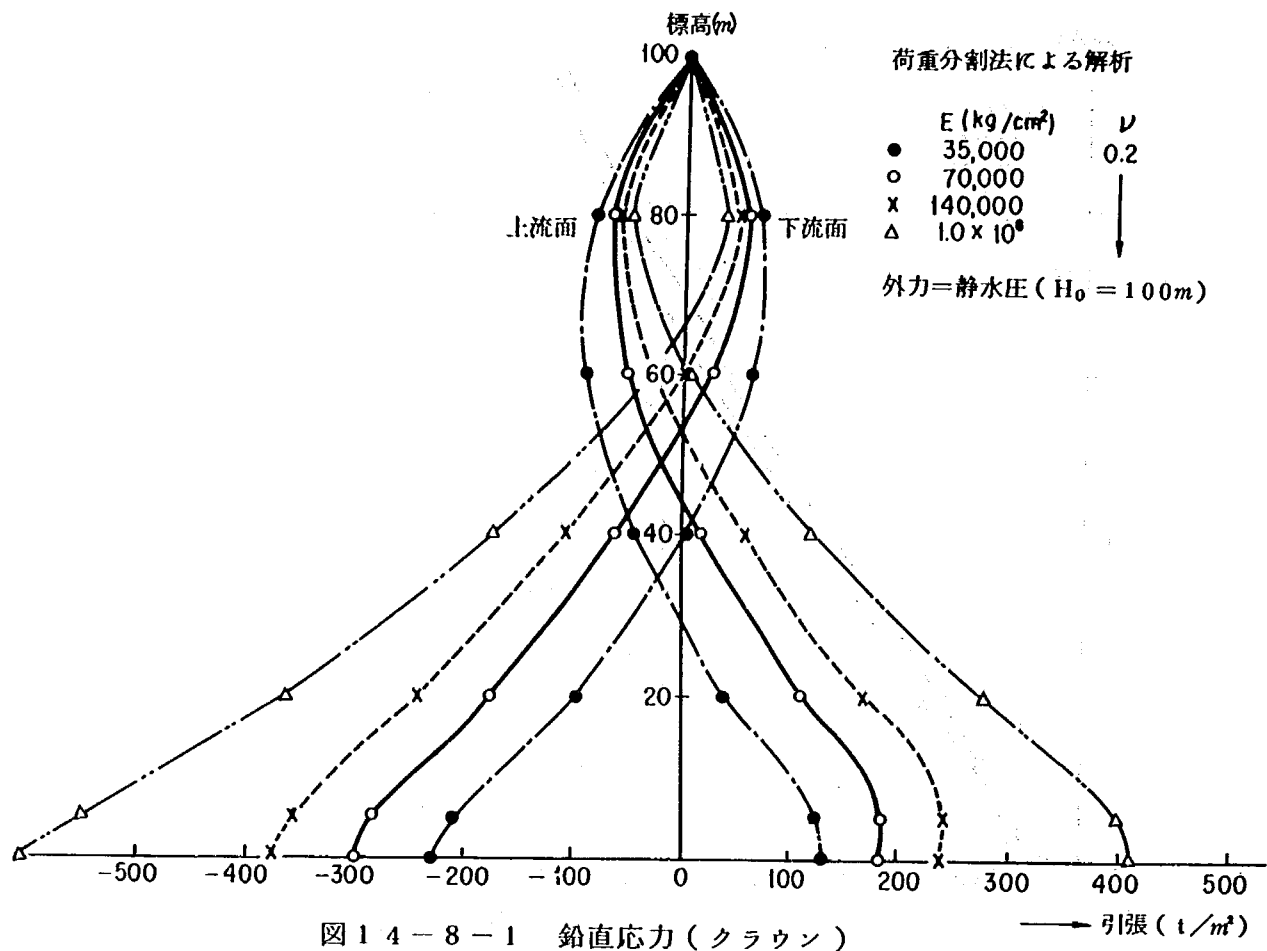


図 1 4 - 8 - 1 鉛直応力 (クラウン)

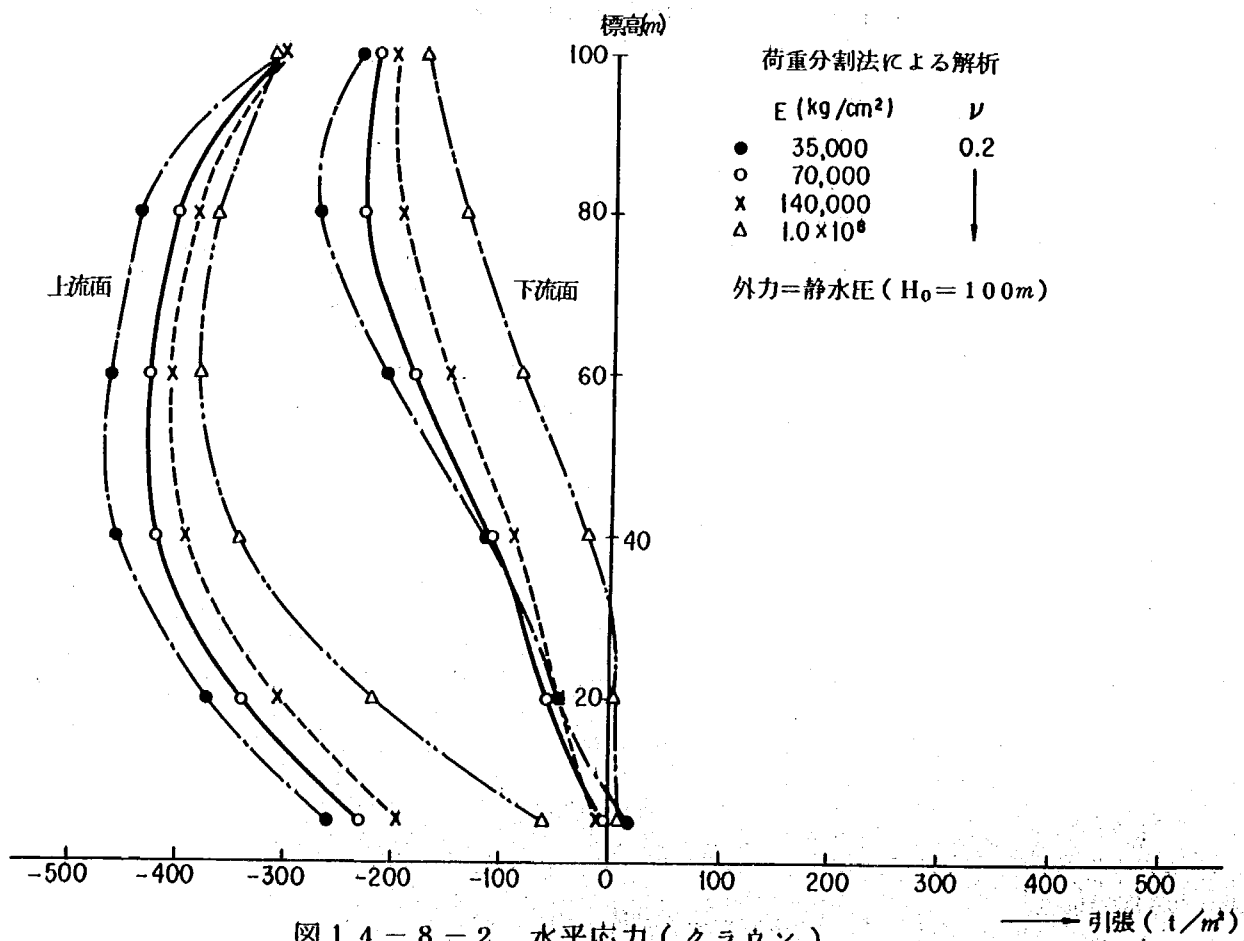


図 1 4 - 8 - 2 水平応力 (クラウン)

り合わない。

シェル理論による有限要素法と三次元的有限要素法という異なった方法でよく一致したためさらに基礎を加えた解析として、ASKA、ADAP2を用い比較したものが図14-7である。

図14-7-1の最大断面付近鉛直応力の差を除けば応力差は 8 Kg/cm^2 程度でありそれほど大きさではない。変位もよく一致する。最も差の出た着岩部付近鉛直応力は、図14-6-1のADAP2と図14-7-1のADAP2を較べた時差がないが、 $E = 7 \text{ 万 Kg/cm}^2$ の時、(図14-7-1)の応力が小さくなるべきであり、また 40 Kg/cm^2 の引張応力は大きすぎると思われる。

そのため基礎の弾性係数が堤体応力に与える影響をみるために基礎の弾性係数を4種類に変えて、荷重分割法で解析したものが図14-8である。これによれば鉛直応力は弾性係数が小さくなれば小さくなっている。たとえば上流面最大断面鉛直応力は、基礎弾性係数が無限大から 7 万 Kg/cm^2 になれば応力は、 40 Kg/cm^2 から 20 Kg/cm^2 に低下している。

また上記の解析では、自重をまったく考慮していないため上流面最大断面鉛直応力に、大きな引張応力が出たのではないかと思われるため、自重がすべて鉛直方向へ作用したと考えた時、最大断面の鉛直応力を示したものが図14-9である。しかし自重を考慮しても、 2.5 Kg/cm^2 程度圧縮側へ移るだけである。

ADAP2では、基礎の要素分割を三種類選ぶことができるため、最も粗い分割($FN=1$)、最も細かい分割($FN=3$ 、 $FN=1$ に較べ境界を2倍、基礎要素数を3倍)での解析結果は図14-10である。これによれば基礎の境界、要素分割は $FN=1$ で十分な精度を得ていると思われる。

14.2.4 今後の問題点

異なった有限要素法であるASKA、ADAP2で最大断面鉛直応力を除けば、基礎のないモデル、基礎

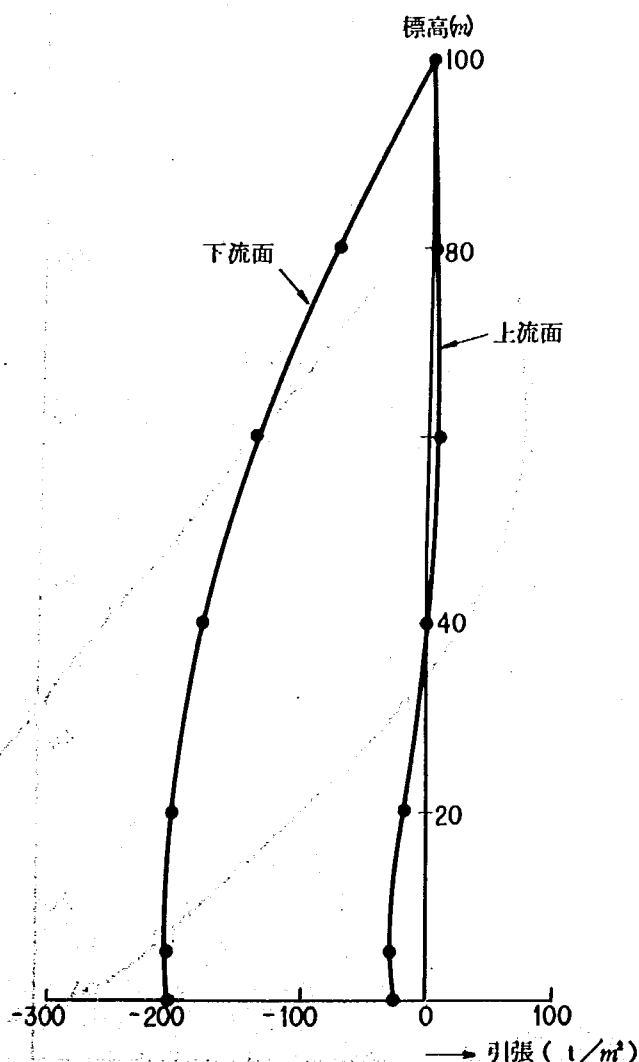


図14-9 自重による鉛直応力(クラウン)

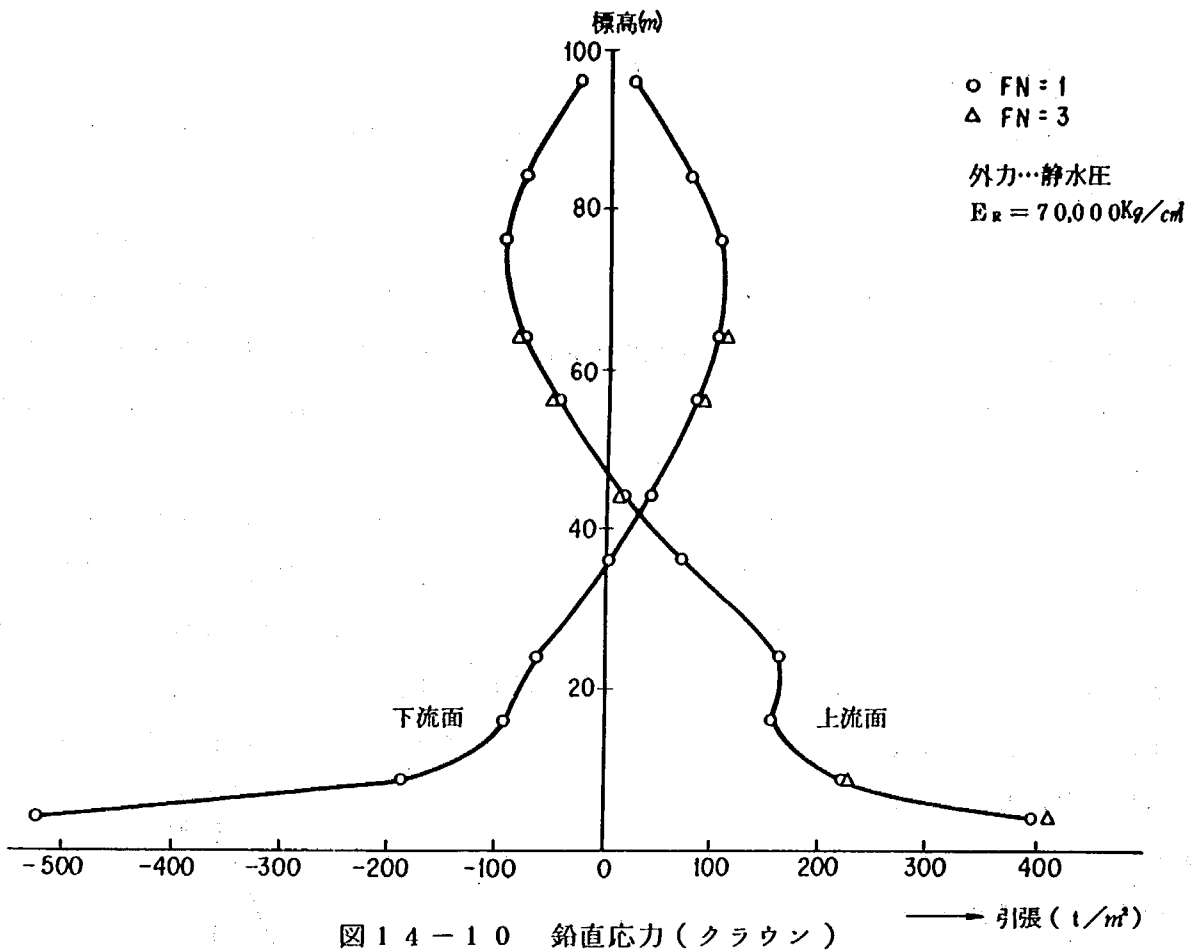


図 1 4 - 1 0 鉛直応力 (クラウン)

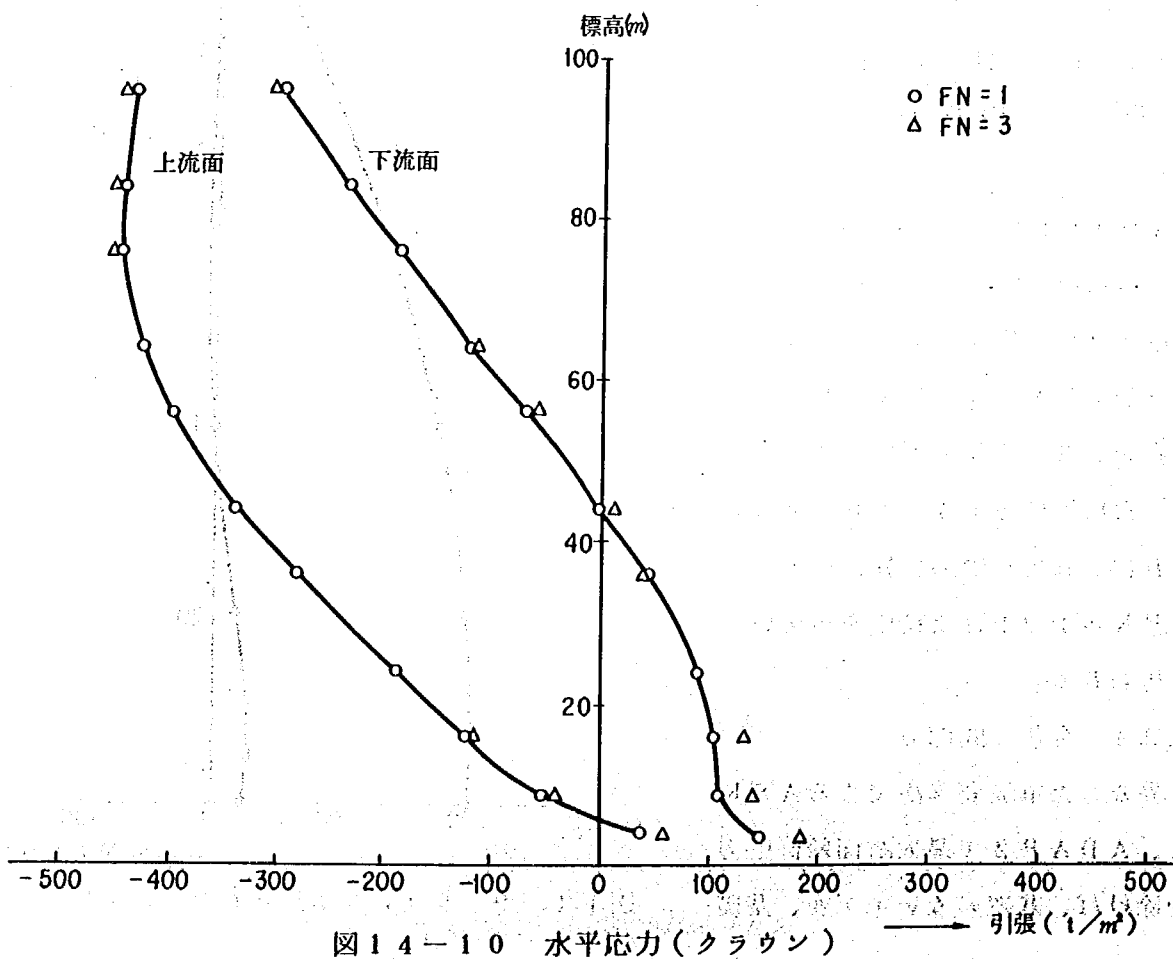


図 1 4 - 1 0 水平応力 (クラウン)

をつけたモデル共によく一致したため、現在最も信頼性の高い模型実験との比較も必要となるう。

A D A P 2 では、基礎の弾性係数を無限大から 7 万 Kg/cm^2 に変えた時、着岩部鉛直応力に変化のなかった点と基礎の弾性係数が 7 万 Kg/cm^2 の時上流面着岩部鉛直応力に 40 Kg/cm^2 の引張が出た点に問題がある。第一に考えられるのは堤体の要素分割がうまくなかったのではないかとと思われる。第二に堤体のほとんどに shell 要素を用いたため、ダム厚が大きくなる着岩部付近で精度がおちると考えられるし、堤体着岩部付近に三次元要素を用いているため、シェル要素と三次元要素の接合部付近の形状の複雑さに原因があるとも考えられる。このため堤体着岩部付近の要素分割をさらに細かくし検討の必要がある。

15. YHPミニコンの操作方法について(第15回勉強会9月9日)

15.1 目 的

集中測定室にある模型実験データ処理用のミニコン(2117F)の概要及び操作方法の習得。

15.2 方 法

以下に示す手順により、各自実際にミニコンを操作しながら、勉強会を進行させた。

A. コンピュータの機能

コンピュータのオペレーティング・システムの機能には次のようなものがある。

○基本機能

プログラムの実行、CPUタイム・周辺機器・主メモリの管理、入出力処理

○ファイル管理機能(FMGR)

ファイルの作成・参照・消去を行う、プログラムの実行を行う。

B. システムの起動・停止

起動方法

1. C V C Fの右下のスイッチを入れる。
2. ラック左下のメインスイッチをONにする。
3. ラック右側にあるディスクドライブスイッチをRUNにする。
4. 約30秒後ターミナルに：(FMGRのプロンプト)が打ち出され使用可能となる。

停止方法

1. ディスクドライブスイッチをSTOPにする。
2. 約30秒後、DOOR UNLOCKEDのサインが現われる。数日間コンピュータを使用しない場合はディスクを引きぬいておく。
3. ラック左下のスイッチを切る。
4. C V C Fのスイッチを切る。

C. ターミナルの使い方

プログラムの実行、その他のコマンド操作は、ターミナルから常通行う。以下に要点を示す。

- **REMOTE** と **CAPS LOCK** キーは押し下げられていなければならない。
- 通常使用するキーは主にキャラクタ・セット・グループのキーである。キーの上側の文字を打鍵する場合は **SHIFT** キーを押した状態で打鍵する。
- ディスプレイ・グループ・キーは画面上での見掛けのカーソル位置や行の位置を変えるものであって、CPUには何の影響も持たない。
- タイプミスをした場合は、**BACK SPACE** キーでカーソルを戻しタイプし直すことが出来る。このとき **BACK SPACE** された部分はすべてクリアされるので注意すること。

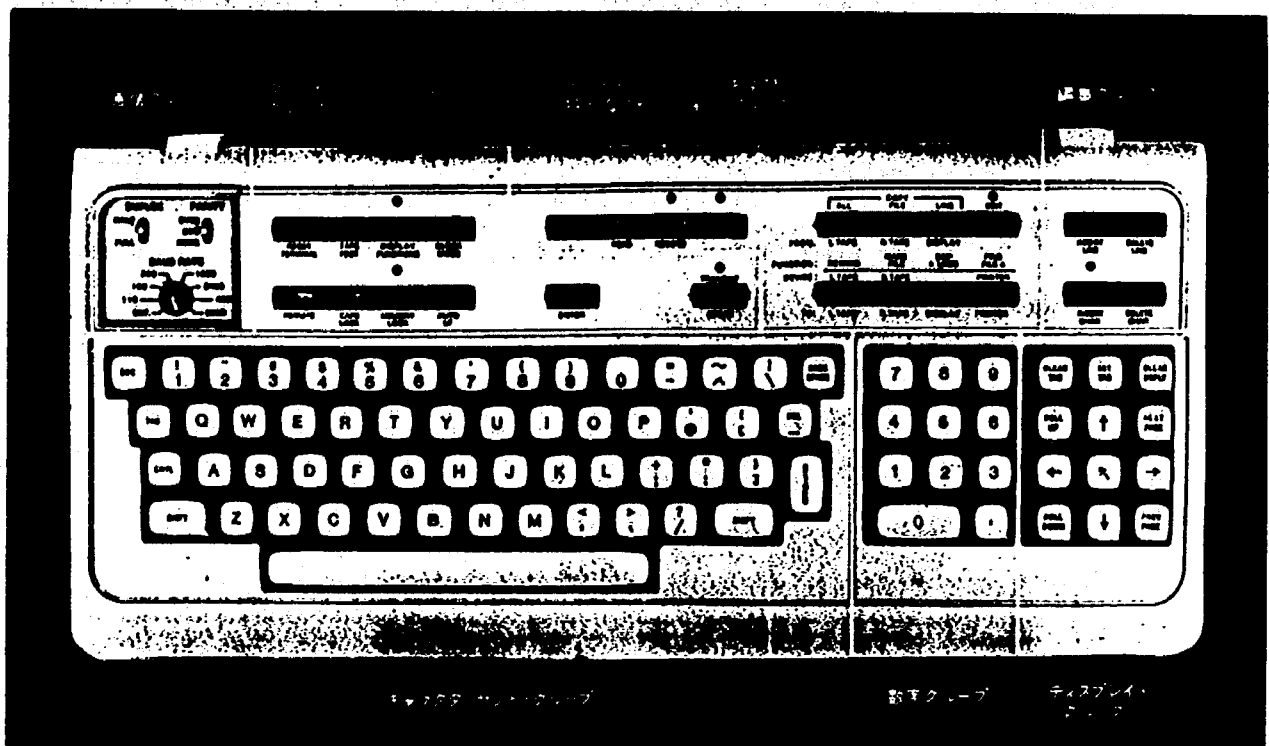


図 15-1 ターミナルキーボード

D. プログラムの作成から実行までの流れ

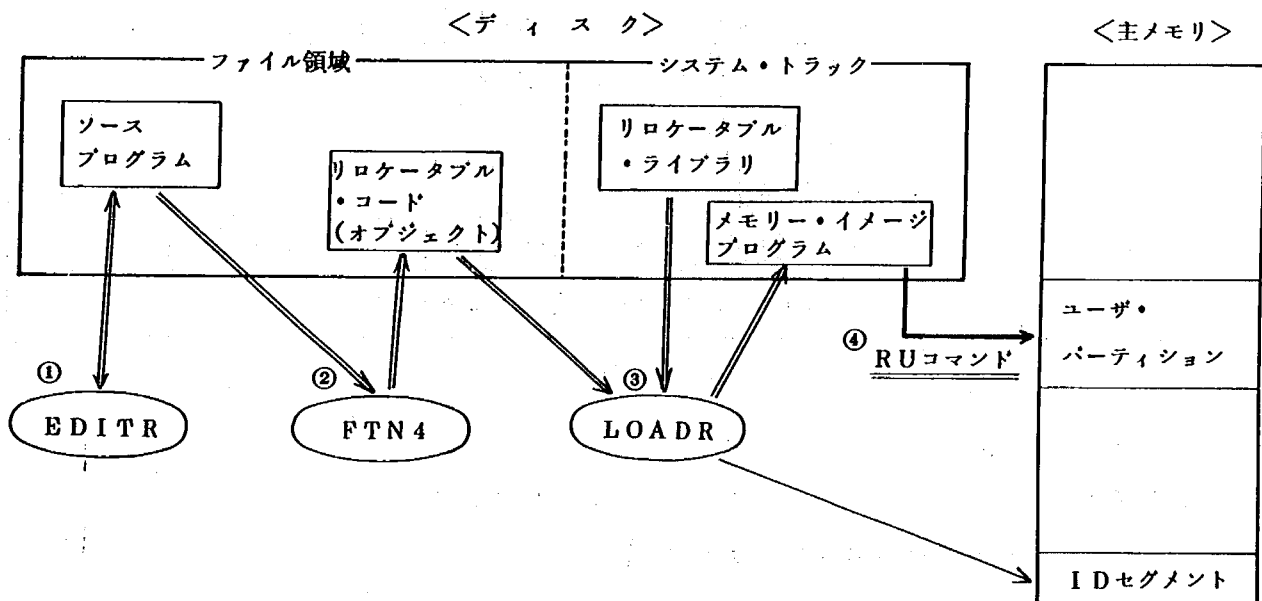


図 15-2 プログラムの作製から実行までの流れ

D-1 ソースファイルの作成

```

:RU, EDITR \
SOURCE FILE?
/aaa \

```

エディタを実行させるとファイル名を聞いてくるので新しくファイルを作製する場合は0を、修正をする場合はそのファイル名を打鍵し、以下に示すコマンドを使用して作業を進める（／はエディタプロンプト）。

／ <u>□</u> α α α α ↓	現在行の後に α α α α 行を挿入する。作製はすべて □ コマンドで行う。
／ E O α α α ↓	作製したプログラム、データを α α α という1つのファイルにしまいこみ、エディタを終了させる。
／ n ↓	n 行目を出す。
／ L n ↓	現在行から n 行だけ出す。
／ / n ↓	現在行から n 行下の行を出す。
／ ^ n ↓	現在行から n 行上の行を出す。
／ R α α α α ↓	現在行を α α α α に変更する。
／ I α α α α ↓	現在行の前に α α α α 行を挿入する。
／ <u>□</u> α α α α ↓	" 後 " "
／ -	現在行を消す。

(A B C D E F F H) ← 現在行

／ P / / / / / [ⓐ] Q ↓ 現在行の一部を修正する。

ⓐは CTRL キーを押しながら R を打鍵する。

ⓐ その文字を次に打鍵する文字に置き換える。

ⓑ その文字の手前に挿入する。

ⓒ その文字を消す。

／ E R ↓ 修正した内容を元のファイルにしまいこみエディタを終了させる。

／ A ↓ 呼び出した内容をアボートし、エディタを終了させる。

D-2 文法上のきまり

○ プログラムの形式は次に示す通りとする。

FTN 4, L

← 初期設定文

P R O G R A M α α α

⋮

E N D

E N D \$

1 プログラム

← 最終設定文

○ ファイル名は6文字以内とし、ソースファイル名の第1文字は&、オブジェクト（機械語）

ファイル名の第1文字は%とすると便利である。

D-3 コンパイル

作製したソースファイルの内容（プログラム）を機械語に翻訳し、新たなファイルにしまい

とむ。

```

:RU,FTN4,&XXXX, %XXX ↵
      ↓           ↓
    ソースファイル名   オブジェクトファイル名
      ↓
    リスト出力機器、省略はターミナル
  
```

※エラーが表示された場合は、再びEDITRで修正する必要がある。

D-4 ローディング

機械語に直されたプログラムを実行形式にする。

a) 1つのファイルからローディングする場合

```

:RU,LOADR,, %XXX ↵
  
```

b) 複数のファイルからローディングする場合

```

:RU,LOADR ↵
/LOADR      :RE,%aaaa ↵
/LOADR      :RE,%BBBB ↵
/LOADR      :EN ↵
  
```

D-5 実行

```

:RU,XXX ↵      直ちに1回だけ実行する。
*ON,XXX ↵      タイム指定に従って実行する。
*ON,XXX,NO ↵   実行開始絶対時刻を現在として実行する。
  
```

プログラムをメモリから消す場合

```

:OF,XXX ↵
  
```

注) RU、ON、OFコマンドのXXXはプログラム名

E. FMGR コマンド

FMGRが用意しているコマンドのうち、よく使われるものを次に示す。

```

:DL,カートリッジ# ↵ .....ファイルディレクトリを出力する。
:LI,ファイル名 ↵ .....ファイルの内容を見る。
:PU,ファイル名 ↵ .....ファイルを消却する。
:ST,XXX,OOO ↵ .....新しいファイルへ複写
      ↑      ↑
      LU#又はファイル名
  
```

: L L, L u # 又はファイル名 ↘	リスト・デバイス (通常ターミナル) の変更
: R U, プログラム名 ↘	プログラムの実行
: O F, プログラム名 ↘	プログラムをメモリ上から消す。
: S P, プログラム名 ↘	タイプ6ファイルにする。(ローディングなしですぐ実行できる)
: ? ?, エラー番号 ↘	エラーの内容を表示する。
: E X ↘	FMGRの終了

F. ブレイクモード・コマンド (システム状態)

システムの基本機能が持っているコマンドであり、システム状態において使用することができる (プロンプトは*である)。

あるプログラム実行中に割り込み (キーをたたく) を入れるか、FMGRを終了させればシステム状態になる。

* R U, プログラム名 ↘	プログラムの実行 (直ちに)
* O N, プログラム名 ↘	プログラムの実行 (タイムスタート)
* O F, プログラム名, option ↘	プログラムの中止
$\text{option} \begin{cases} 0 \cdots \cdots \text{入出力完了後中止} \\ 1 \cdots \cdots \text{即中止} \end{cases}$	
* R U, W H Z A T ↘	プログラムの状態を見る。
* U P, egl # ↘	ダウンしていた機器が使用可能になったことを宣言する。
* T I ↘	システムが管理している時刻を見る
* I T, プログラム名, R, M, H R, M I N, S E C, M S E C ↘	プログラムのT I M E指定をする。
R	繰返し実行時間単位 (1: ミリ秒, 2: 秒, 3: 分, 4: 時)
M	繰返し実行時間間隔
$\begin{matrix} \text{H R} \\ \{ \\ \text{M S E C} \end{matrix}$	実行開始絶対時刻
* R U, F M G R, 1 ↘	FMGRの実行

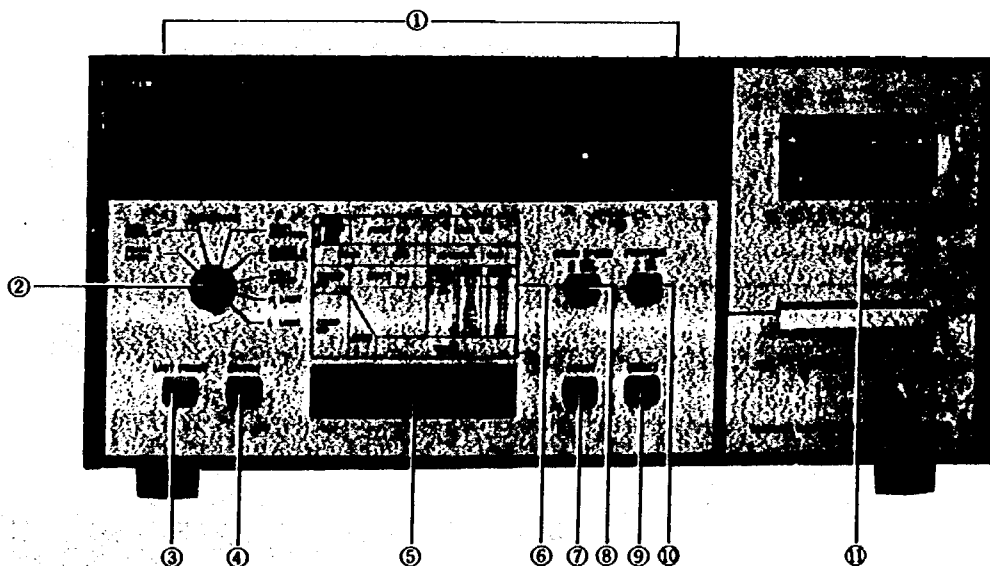
G. システムの構成

Y H P ・ ミニコンのシステムの構成は表 1 5 - 1 に示す通りである。

表 15-1 システムの構成

Lu#	EQT番号	サブ・チャンネル	DEVICE (機器)	インターフェイス
1	2	0	2649システム・コンソール	→ 12
2	1	0	システムディスク (カートリッジ版2)	→ 11
3	1	1	補助ディスク (カートリッジ版3)	
4	2	1	2649 LOT	
5	2	2	2649 ROT	
6	3	0	2631プリンタ	→ 13
7	0	0	スベア	
8	4	0	MT	→ 14、15
9	7	0	マイクロサーキット	→ 20
10	8	0	デジタルクロック	→ 21
11	1	2	ペリフェラルディスク (カートリッジ版11)	
12	1	3	" (" 版12)	
13	1	4	" (" 版13)	
14	1	5	" (" 版14)	
15	1	6	" (" 版15)	
16	5	0	HPIB1サブチャンネル0	→ 16
17	5	1	" 1 Y-8上側	
18	5	2	" 2 GP-IB	
19	5	3	" 3	
20	6	0	HPIB2サブチャンネル0	→ 17
21	6	1	" 1 Y-8下側	
22	6	2	" 2 X-Yプロッタ	
23	6	3	" 3	

H. 多点温度記録装置 (Y-8) の操作方法



- | | | |
|---------------|------------------|------------------|
| ① 表示部 | ② FUNCTIONスイッチ | ③ LIST PRINTスイッチ |
| ④ ENTRYスイッチ | ⑤ デジタルスイッチ | ⑥ プログラムテーブル |
| ⑦ STARTスイッチ | ⑧ SCAN SPEEDスイッチ | ⑨ RESETスイッチ |
| ⑩ PRINTERスイッチ | ⑪ プリンタ | |

図 15-3 Y-8 前面パネル

H-1 Y-8 前面パネルからの操作

前面パネルからの情報の設定は、**RESET** を押してから行うこととし、プログラムテーブルに従って **FUNCTION** スイッチと7桁のデジタルスイッチとの組み合わせによって設定を行い、**ENTRY** を押すことによってストアされる。

測定開始は **START** 、リセットは **RESET** 、設定情報のプリントアウトは **LIST PRINT** スイッチを押すことによって行う。

H-2 プログラムによるY-8の操作

○ プログラムの中から、Y-8 前面パネルからの操作とまったく同様に、Y-8 を操作することが出来る。

○情報の設定及びスイッチ操作はWRITEのFORMAT文によって指定する。

WRITE (17, 100)
 ↑
 Y-8 の Lu#

100 FORMAT (" 指定内容 ")

表 15-2 Y-8への指定内容

設 定 内 容		FORMATの内容(□は数字)
SCAN CONTROL	走査指令及び 測定チャネル	("O □ 走査指令 FAST CH LAST CH)
CLOCK & INTERVAL	時刻及び 測定周期	("T □ —時— —分— 現在時刻 測定周期间)
SCAN GROUP	グループ分割	("G □ プログラム番号 プリオリティ モード レンジ コントロール番号)
H LIMIT	コンパレータ 上 限 値	("H □ コントロール番号 極質 上限値の設定)
L LIMIT	下 限 値	("L □)
RESET スイッチ		("R")
START スイッチ		("S")
LIST PRINT スイッチ		("P")

○ Y-8 からの出力データの読み込みは、READ 文によって、Y-8 の出力フォーマットに従って読む。

表 15-3 Y-8 出力フォーマット

(1 行 17 カラムで n 行までで測定 1 回分)

行	内 容	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
1	時 刻	T	I	M	E	$\underbrace{H_{10} \ H_1}_{\text{時}}$		$\underbrace{M_{10} \ M_1}_{\text{分}}$		OR	LF	(CR LF: 行変え)							
2	アイテム	I	T	E	M	$\underbrace{I_7 \ I_6 \ I_5 \ I_4 \ I_3 \ I_2 \ I_1}_{\text{スタート時のデジタルスイッチの内容}}$						OR	LF						
3 { n	デ ー タ	$\begin{pmatrix} \text{N} \\ \text{O} \\ \text{B} \\ \text{H} \\ \text{L} \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} \square \\ \text{E} \end{pmatrix}$	$\underbrace{U_2 \ U_1}_{\text{測定レンジ}}$		$\underbrace{C_3 \ C_2 \ C_1}_{\text{チャネル番号}}$			,	$\underbrace{D_7 \ D_6 \ D_5 \ D_4 \ D_3 \ D_2 \ D_1}_{\text{デ ー タ}}$						OR	LF		

O: オーバーレンジ B: バーンアウト E: ラスト OH []: それ以外
H, L: High, Low のアラーム N: それ以外

○ プログラム中から Y-8 を操作することの利点は、測定結果を MT 等に収録できることである。

○ 一般には、情報の設定は Y-8 前面パネルから行い、プログラムからは "R"、"S" のみを行ったほうが便利である。

I. XYプロッターの操作

用意されたプロッターサブルーチンをプログラム中から CALL することによって、XYプロッターを操作することができる。

I-1 プログラムの作製

○ DIMENSION の指定

```
DIMENSION IGOB(192)
```

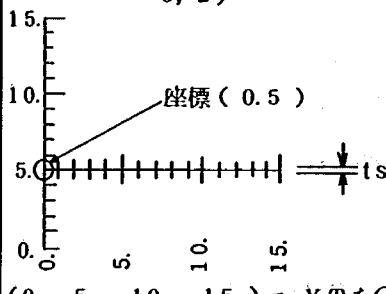
○ プロッタールーチンの呼びかた

```
CALL [ ]ルーチン名 ( IGOB, ..... )
```

表 15-4 プロッタールーチン

主なプロッタールーチン (詳細はマニュアル Graphics Plotting Software)		
プロッター の 宣 言	プロッター使用の宣言をする	PLOTR (IGOB, PL#, 1, Lu#) ↳ プロッター # (1)
	プロッター作業の終了	PLOTR (IGOB, PL#, 0)

エリアの指定	プロットエリアの指定 (X/Yの比率で最大の大きさを設定する。この時、短いほうの長さを100とし、長さの単位とされる)	SETAR(IGOB, $\frac{X}{Y}$) ↓ ↓ X, Y方向の長さの比 (X:Y)
	エリアの外わくを描く (SETAR又はVIEWWPで指定したスペースの外わくを描く)	FRAME(IGOB)
ペンの動作	ペンを上げる	PENUP(IGOB)
	下げる	PENDN(IGOB)
移動及び描線(1)	(X, Y)座標まで、移動、描線	PLOT(IGOB, X, Y, NP) X, Y……座標 NP: +2: 移動してからペンを上げる +1: 移動してからペンを下げる -2: ペンを上げて移動する -1: ペンを下げて移動する
	DX, DYの距離を移動、描線	IPLOT(IGOB, DX, DY, NP) DX, DY……移動距離
線の選定	描く線の型を指定する	LINE(IGOB, NPEN) NPEN=0 ——— 4 ——— 1 - - - - - 5 . 2 - - - - - 6 ——— 3 ———
文字を描く	文字の大きさを指定する (注) S(傾きの意味) A, A, 	OSIZE(IGOB, H, AR, S) H ……文字の高さ AR ……高さに対する幅(割合) S ……傾き(ラジアン)
	文字を描く方向を設定する ($\frac{ABCDE}{\text{傾き } 0.0}$ $\frac{ABCDE}{\text{傾き } 1.0}$)	LDIR(IGOB, ANGLE) → 傾き(ラジアン、反時計回り)
	次に転送される文字をプロットする —— ペンを移動する時の注意 —— LABELが終了した時点のページの位置は、LABELが開始される時と同じ位置なので注意すること	LABEL(IGOB) 注) 文字の転送 WRITE(22, 100) 100 FORM(" ")
移動及び描線(2)	文字の大きさを単位とした移動及び描線	OPLOT(IGOB, $\frac{X}{Y}$, NP) 文字X, Yコ分の距離を移動 NP: 移動及び描線(1)の指定と同じ

グラフを描く	グラフのスペースを指定する	VIEWP (IGOB, X1, X2, Y1, Y2) X1, X2: X方向、X1~X2の範囲 Y1, Y2: Y方向、Y1~Y2の範囲
	X、Y軸の目盛の範囲を指定する (グラフの中での長さの単位となる)	WINDW (IGOB, XMIN, XMAX, YMIN, YMAX) X軸の目盛の最小と最大 Y軸の目盛の最大と最小
	X、Y軸を描く 例. WINDW (IGOB, 0, 15, 0, 15) LAXES (IGOB, 1, 1, 0, 5, 5, 5, 2)  (0. 5. 10. 15.) ← X Tを⊖にする	AXES (IGOB, XT, YT, XO, YO, XM, YM, TS) LAXES (" " " " ") GRID (" " " " ") LGRID (" " " " ") XT, YT: 1目盛の間隔 (+, -で数字の方向が変わる) XO, YO: X、Y軸の交差する座標 XM, YM: 大目盛は何コおきか TS: 目盛の長さ (短いほうの軸の長さを100とする)

I-2 コンパイル、ローディング

コンパイルは普通のプログラムと同じであるが、ローディングは以下に示す方法で行う。

: RU, LOADR ↘	
/ LOADR	: RE, %XXXXXX ↘ ←オブジェクトファイル名

/ LOADR	: RE, %DLTBL ↘

/ LOADR	: SE, %GPSLB ↘

/ LOADR	: EN ↘

○図化ルーチンのローディングは時間がかかる為、プログラムが完成したらタイプ6ファイルにすると良い。

J. A~Iに述べた内容は勉強会当日に使用したテキスト「YHPミニコンの操作方法」及び、「YHPミニコンの操作法(Ⅲ)」を抜粋、要約したものであり、詳細は各種マニュアルを参照のこと。

1 5.3 プログラム例

A. Y-8 操作例

FTN4,L

```

PROGRAM SKT13
DIMENSION IBUF(5)
CALL EXEC(11,IBUF,IY)
DAY=IBUF(5)
HR=IBUF(4)
MIN=IBUF(3)
SHR=DAY*24.+HR+MIN/60.
WRITE(8,50) SHR
50  FORMAT(F8.2)
CALL EXEC(3,1600B+17)
WRITE(17,100)
100  FORMAT("R"/"S")
READ(17,98)A1,A2,A3,A4,ITIM
98  FORMAT(4A1,I4)
READ(17,97)B1,B2,B3,B4,ITEM
WRITE(8,86)ITEM
86  FORMAT(I7)
97  FORMAT(4A1,I7)
DO 10 I=1,ITEM
READ(17,101)C1,C2,C3,C4,CH,DATA
101  FORMAT(4A1,I3,1X,F7.0)
10  WRITE(8,202)CH,DATA
202  FORMAT(I3,1X,F7.1)
END
END$

```

B. XYプロッターによる作図ルーチン例

```

FTN4,L
SUBROUTINE ZU1(A,NS,X,Y,SAF)
  DIMENSION A(40),X(30),Y(30),SAF(30),IGCB(192)
  CALL PLOTR(IGCB,1,1,22)
  CALL SETAR(IGCB,25./18.)
  CALL MOVE(IGCB,33.333,94.444)
  CALL CSIZE(IGCB,4.,.65,0)
  CALL LABEL(IGCB)
  WRITE(22,200)
200  FORMAT('ANZEN RITU')
  CALL CPLOT(IGCB,0.,-1.)
  CALL LABEL(IGCB)
  WRITE(22,201)(A(N),N=1,40)
201  FORMAT(40A1)
  X1=X(1)
  Y1=Y(1)
  DO 1 N=1,NS
    X(N)=(X(N)-X1)*.556+16.967
    Y(N)=(Y(N)-Y1)*.556+28.478
1    CALL MOVE(IGCB,16.967,28.478)
    CALL LINE(IGCB,1)
    DO 2 N=1,NS
      CALL DRAW(IGCB,X(N),Y(N))
      CALL LINE(IGCB,0)
      CALL VIEWP(IGCB,11.411,X(NS),28.478,84.033)
      CALL WINDW(IGCB,11.411,X(NS),0.,10.)
      DO 3 N=1,NS
        SAF(N)=ABS(SAF(N))
        IF(SAF(N).GT.10.)GO TO 11
        GO TO 3
11     SAF(N)=10.
3      CONTINUE
      XT=X(NS)-11.111
      CALL AXES(IGCB,XT,1.,11.411,0.,1.,5.,1.)
      CALL MOVE(IGCB,X(1),SAF(1))
      DO 4 N=1,NS
        CALL DRAW(IGCB,X(N),SAF(N))
        CALL PLOTR(IGCB,1,0)
4      CALL PLOTR(IGCB,1,0)
  END
END$

```

16. No Tension 解析について (第16回勉強会10月6日)

1 6.1 概 要

No Tension 解析とは、引張応力に対して抵抗し得ない材料から構成される構造系の応力解析をいい、このような材料は、土木工学の分野において一般に遭遇する材料である。

このような材料からなる構造系においては引張応力の発生が直ちに全面的な破壊に至るわけではなく、一般には応力の再配分が行われて均衡が保たれることになる。

この解析を有限要素法により、応力伝達法という解法により解くものである。安定解析を行う上で引張応力が発生した場合、この引張応力を処理する方法は種々あり、この応力伝達法もその一方法として開発されたものである。

1 6.2 No Tension 解析の必要性

- (1) 一般にダム(重力ダム)の安定解析を行うと上流端に大きな引張応力の発生が認められる。これは解析上の条件による影響が多く含まれ実際にはこのような大きな応力は発生しないと思われる。この場合、No Tension 解析により正しい(妥当な)応力を求める事ができる。
- (2) (1)の様に大きな引張応力が発生した場合の応力の再配分及び逐次破壊の様子等が理解できる。
- (3) 安全率の計算(Hennyの式による)における引張応力の処理

$$n = \frac{\tau_0 + f \sigma}{\tau} \quad n = \frac{\tau_0 \ell + f V}{H}$$

等がNo Tension 解析の必要な理由の一例である。

1 6.3 方法の概要

1 6.3.1 反 復 法

No Tension 問題を有現要素法を用いて解く1方法として、弾性係数を引張応力の発生状態に応じて変化させていく反復法がある。この場合構造系はまず等方性体として解かれる。その結果引張主応力の生じた要素はその方向の弾性係数を0ないしは極めて小さな値とした異方性体と考え、再び構造系が解析される。このような過程はNo Tension 状態になるまで繰返される。

引張主応力の生じた方向の弾性係数を0とせず極めて小さな値とした場合、繰返し過程で応力が再び圧縮応力に転ずることがある。このような場合弾性係数を元の状態に回復することができる。しかしこのような場合には解の収束性は一般に保証されない。

1 6.3.2 応力伝達法

No Tension 問題を有限要素法を用いて解くもう1つの方法として応力伝達法がある。この場合構造系はまず等方性体として解かれ、引張主応力の発生した要素とその方向が求められる。次に構造系が変形しないようにこの引張応力が解放される。これには構造系の釣合いを保つ拘束力が必要になる。次にこの拘束力を解放するために、これと等大異符号の節点力を作用させ

て構造系が解析される。求められた変位・応力は元の変位・応力に加算される。このような過程は実用上引張応力が無視できるまで繰返される。

1 6.4 No Tension 解析の検討

No Tension 解析のチェックを行うため、ここでは図 1 6 - 1 に示すモデルのダムの解析を行った。

荷重としては、ダム自重、水圧、堆砂のみとした。

1 6.4:1 要素応力と計算の繰返し回数 の関係

ダム本体上流端に発生した引張応力が、何回の繰返し計算でどの程度減少するかを検討したもので図 1 6 - 2 に示すよ

うに引張応力の大きな 5 つの要素について行った。ここに、Step 数は繰返し回数で 0 回～7 回まで行い、0 回は一般に行われている応力解析に対する状態である。

図 1 6 - 2 より、要素 A、B の引張応力は計算回数 5 回位で初期の 20 % 程度に減少、要素 C は 2 回以降は圧縮応力になっており、要素 D、E は減少の割合が少なく、総体的に 5 回位でほぼ満足できる結果となる。

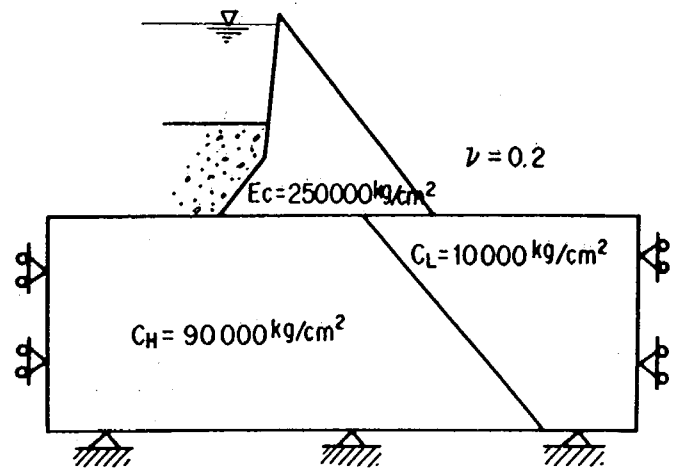


図 1 6 - 1 解析断面

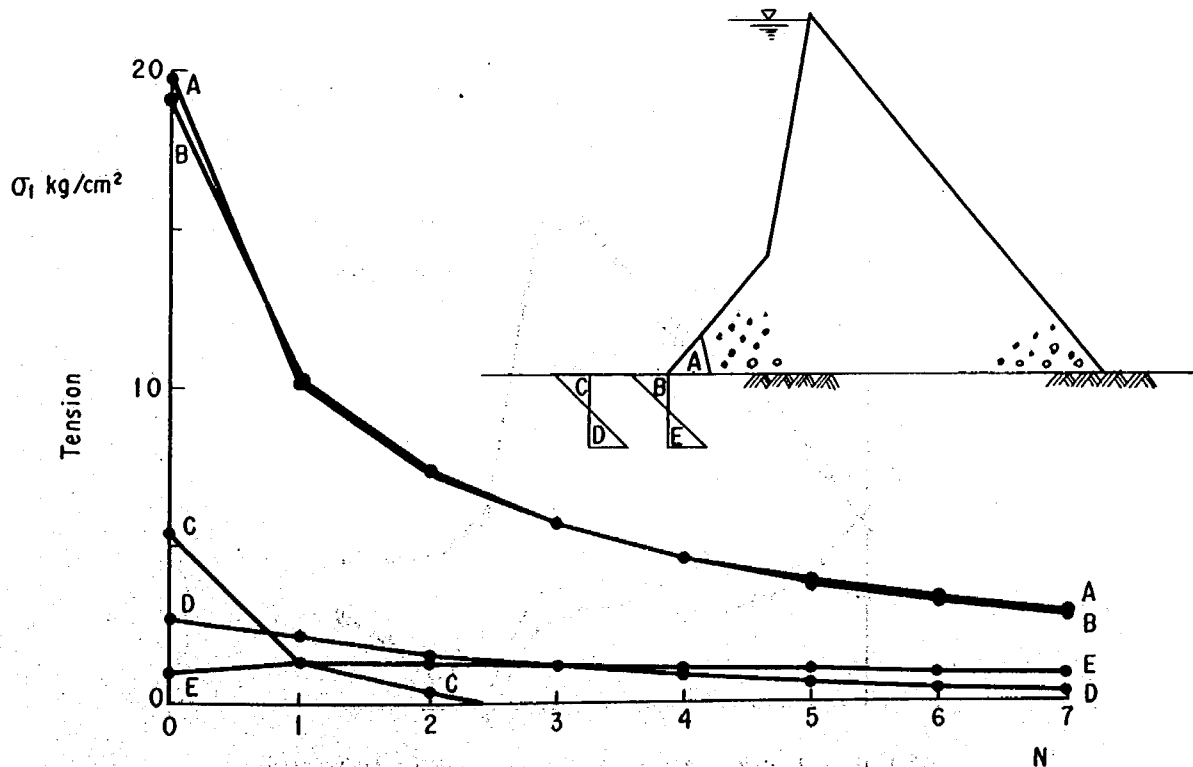


図 1 6 - 2 計算回数と要素応力の関係

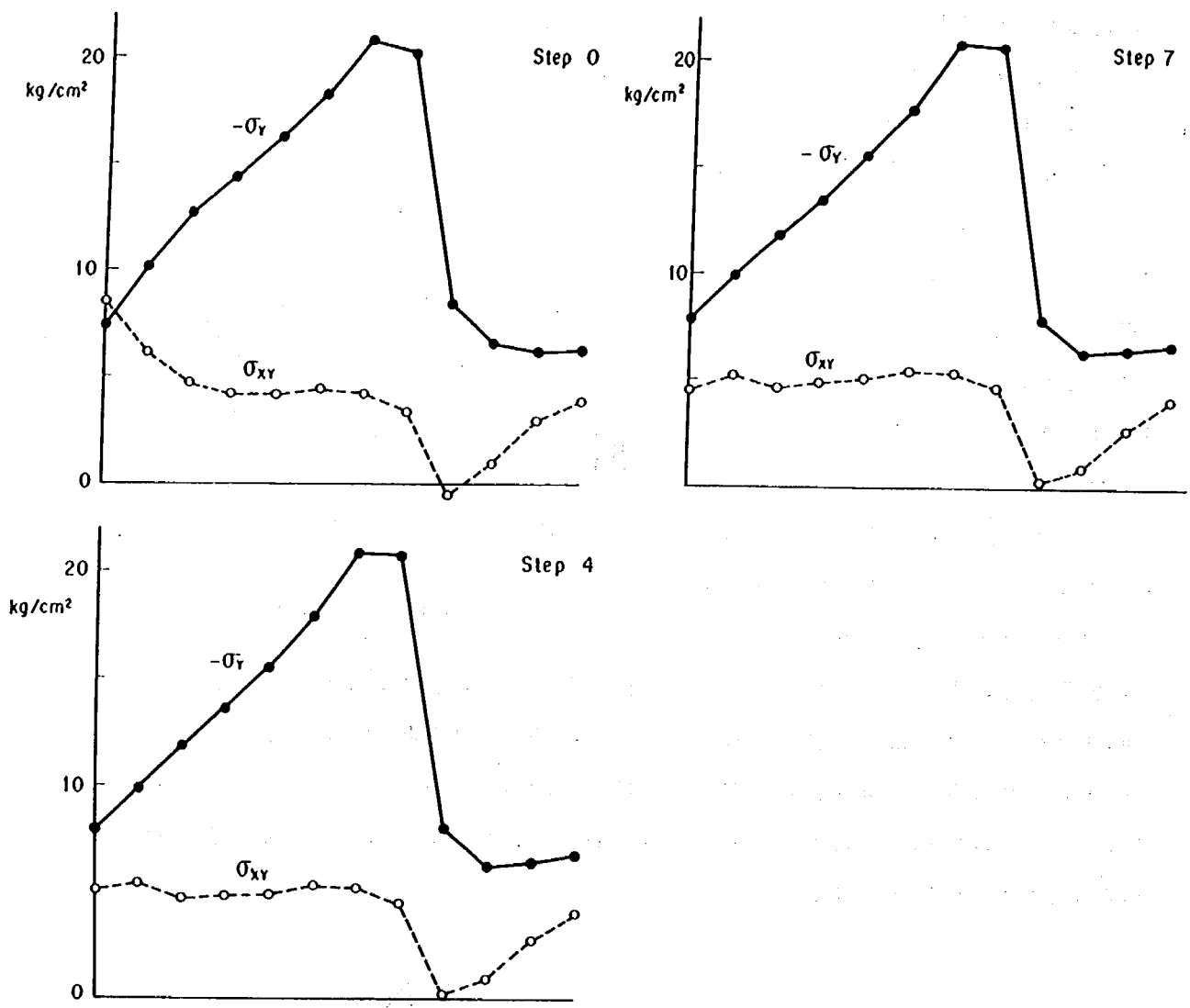


図 16-3-(1) 岩着面の鉛直応力 (σ_y)、せん断応力 (σ_{xy}) の分布図

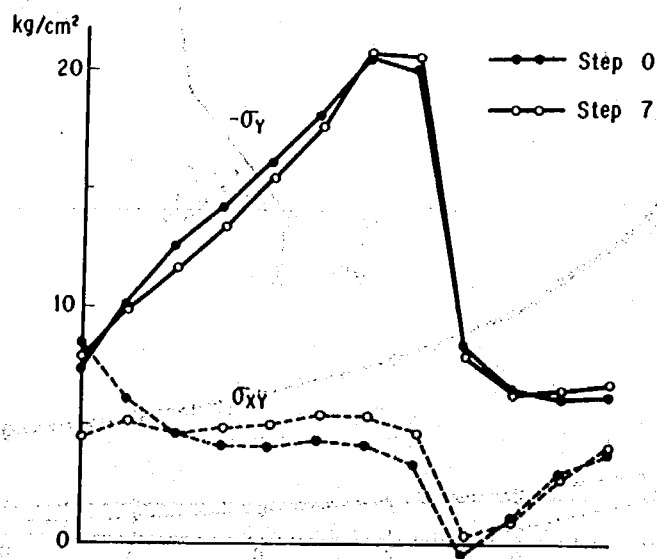


図 16-3-(2) Step 0 と Step 7 の応力分布図

1 6. 4. 2 岩着面における鉛直応力とせん断応力の分布

ダム本体の岩着面上における鉛直、せん断応力の分布と計算の繰り返し数の関係を検討したもので図 1 6 - 3 に示す。鉛直応力 σ_v は計算数には殆んど影響されない。せん断応力は計算回数 0 と 7 を比較すると引張応力の発生する上流端で約半分になり、中央部では 4 0 % 程大きな値となっており、下流端では殆んど変化がなく良い結果が得られた。

1 6. 4. 3 堤体の応力分布

ダム本体の第 1 主応力と計算の繰り返し回数 0 の関係の検討を行った。図 1 6 - 4 に示すように計算回数の少ない初期状態では、上流端のフィレットの部分に引張応力の領域が存在するが、計算回数が増し、4 回以上になると殆んど存在しなくなる。

計算回数 0 と 7 の応力分布を比較すると、フィレット部の引張応力が圧縮側へ移行し、岩着面付近で $1 \sim 2 \text{ Kg/cm}^2$ 圧縮側へ移行しているが全体的には引張領域以外は殆んど変化がなく良い結果となった。

1 6. 5 解析条件に対する考察

各種の解析において、その境界条件により計算結果が大きく影響されるため、本章ではこの影響を調べるために図 1 6 - 5 に示す Case 1 ~ 4 の条件により

(1) 岩着面における鉛直応力とせん断応力の分布

(2) ダム堤体の第一主応力の分布

について、一般の応力解析状

態である step 0 で比較検討を行った。外力、物性値は 16.

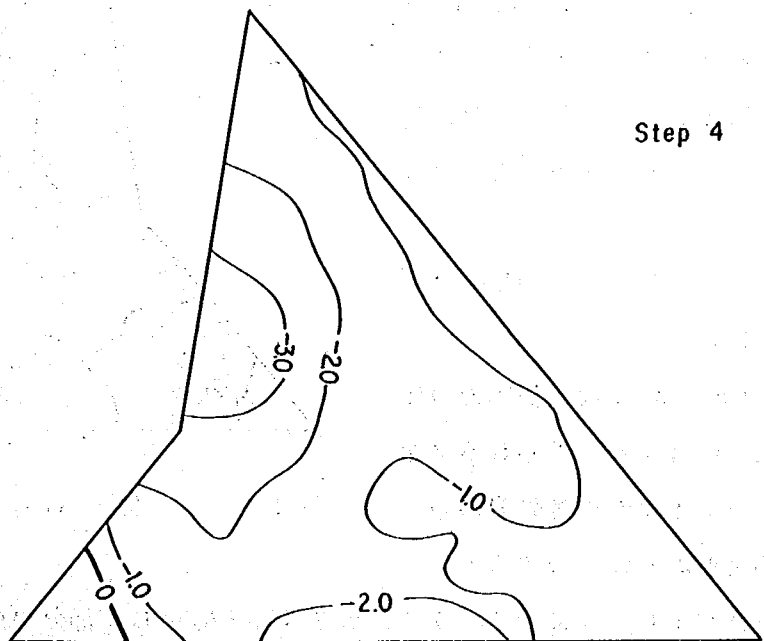
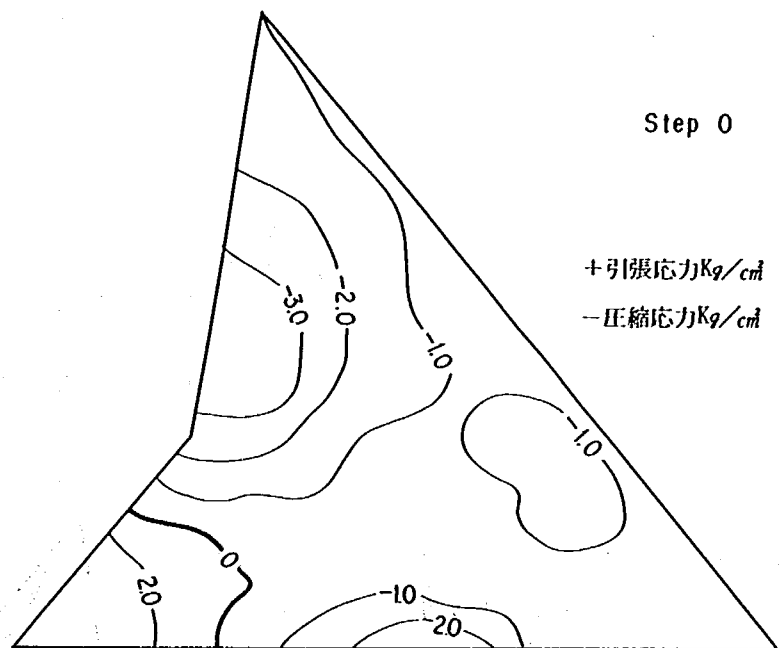


図 1 6 - 4 - (1) ダム堤体第 1 主応力分布図

4のモデルダム解析と同じである。

1 6.5.1 Case 1、Case 2の比較

Case 1は16.4で行った解析モデルであり、一般的な解析条件となっている。

Case 2ではCase 1との関連を調べるため、引張応力の発生する影響を考慮し基岩上流側面をフリーとし、基岩低面のフィレット直下より上流側をローラーとしたものである。

解析結果を図16-6~7に示す。岩着面における鉛直応力、せん断応力はCase 1、2ともほぼ同様な分布となり、第一主応力分布図より最大引張応力はフィレット上流端に発生し、約 $8 \sim 10 \text{ Kg/cm}^2$ 程度となりCase 2のように上流端をフリーにした場合、 2 Kg/cm^2 程度小さい応力となった。

1 6.5.2 Case 3、Case 4の比較

Case 3では引張応力の発生に影響すると思われるフィレット上流部の基礎岩盤の一部を削除したものであり、外力は図16-5に示すように、基礎岩盤を削除した部分の荷重を取り除いたものである。

Case 4はCase 3との関連を調べるため、荷重条件をCase 3と同じとし、基礎岩盤は削除せずに解析を行った。

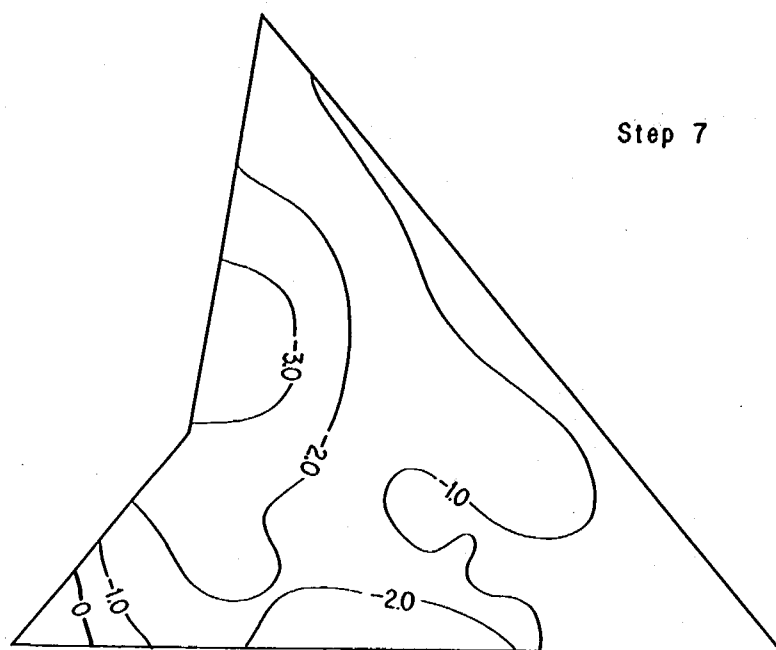


図16-4-(2) ダム堤体第1主応力分布図

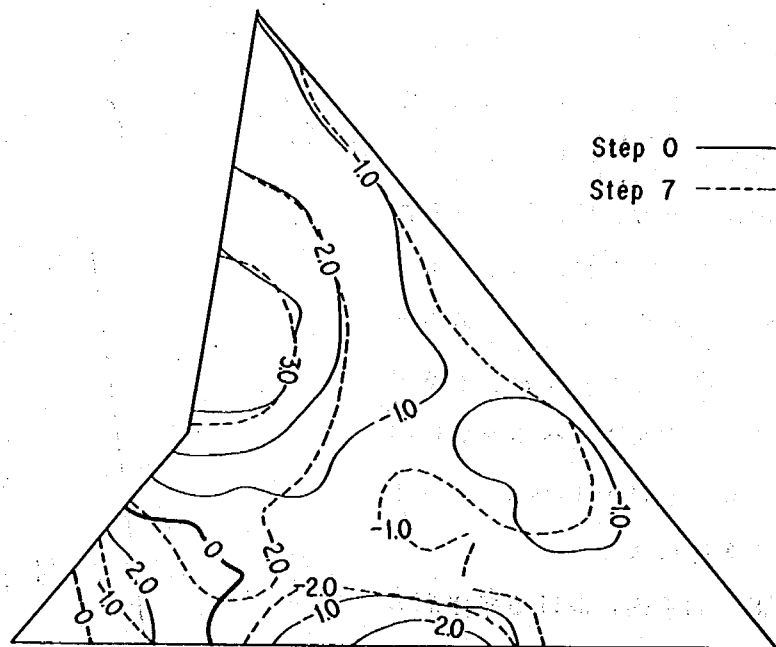


図16-4-(3) Step 0とStep 7の第1主応力分布図

解析結果を図16-8~9に示す。岩着面における鉛直応力とせん断応力は、上流端で最大 4 Kg/cm の差がある程度で、ほぼ同様な傾向を示す。第一主応力の分布は、Case 3 では、堤体下流部岩着面付近で 2 Kg/cm の引張応力を発生するのみで上流端には引張領域は存在しない。Case 4 では、Case 2 と同様でフレット上流端に 8 Kg/cm の引張応力を発生する。

以上の結果より、Case 3 では、堤体上流端に引張応力が発生しないという特異な結果が得られたり、Case 3、4 のような荷重条件、解析断面の変更等は最適な解析条件とはならない。これに対し Case 1、2 は一般的な解析条件であり、いずれの結果も大きな差がない。解析条件として最適と思われる方法としては、Case 1、2 または、それらの変形されたものが良いと思われる。

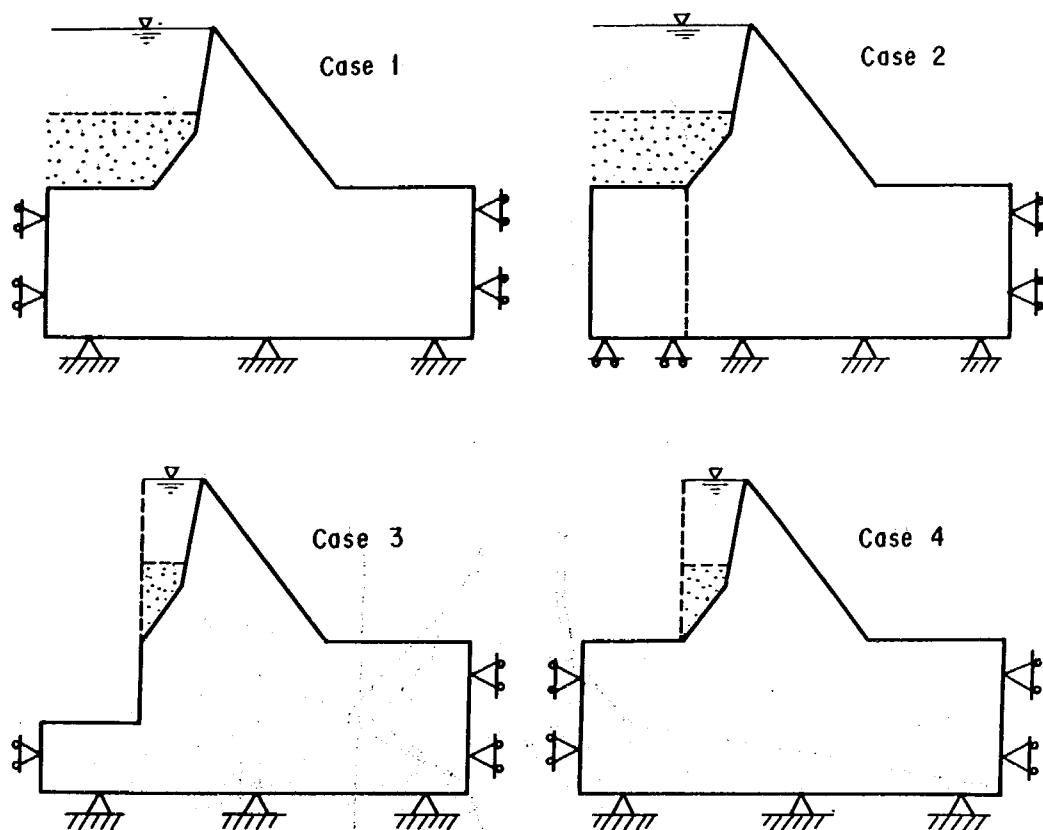


図16-5 解析断面

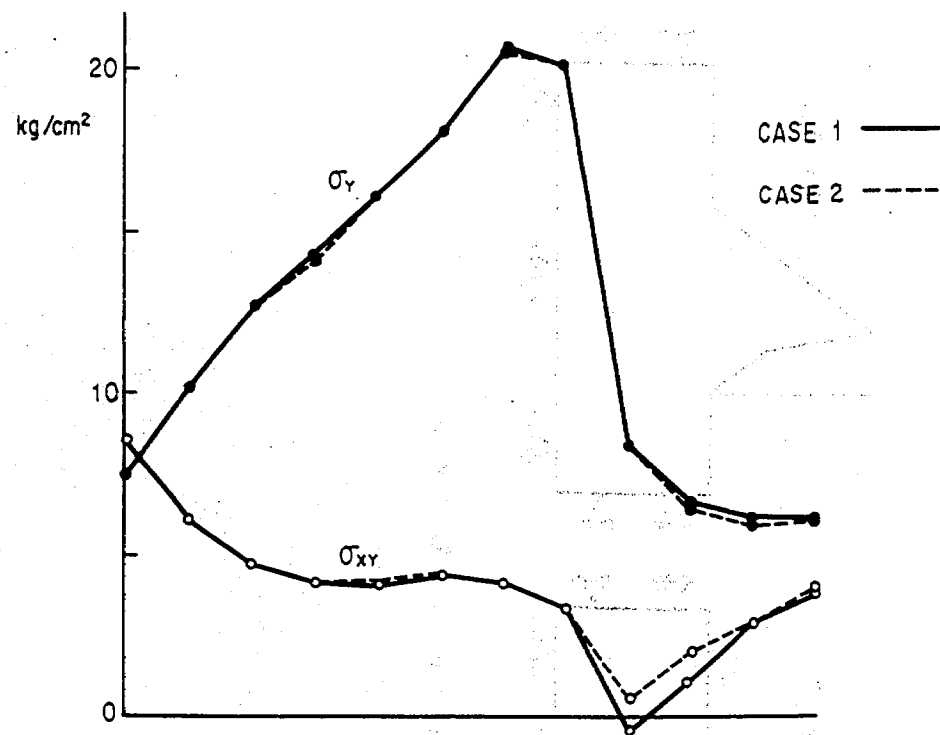


図 1 6 - 6 岩着面の鉛直応力 (σ_y)、せん断応力 (σ_{xy}) の分布

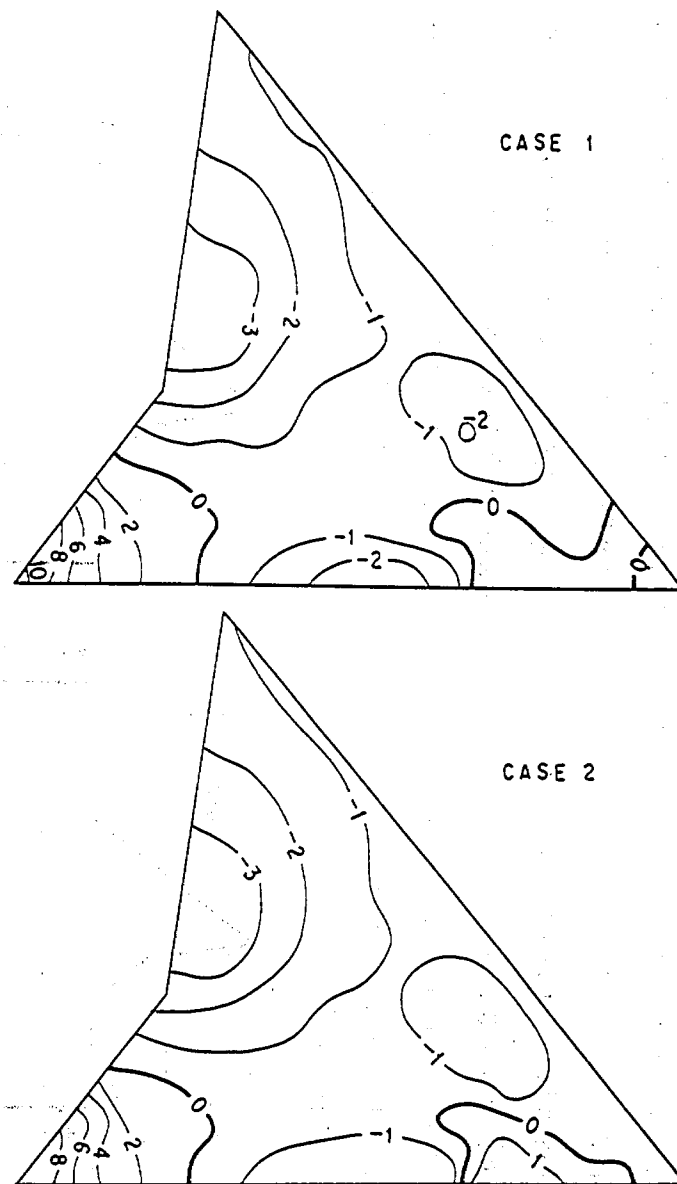


図 1 6 - 7 ダム堤体第 1 主応力分布図

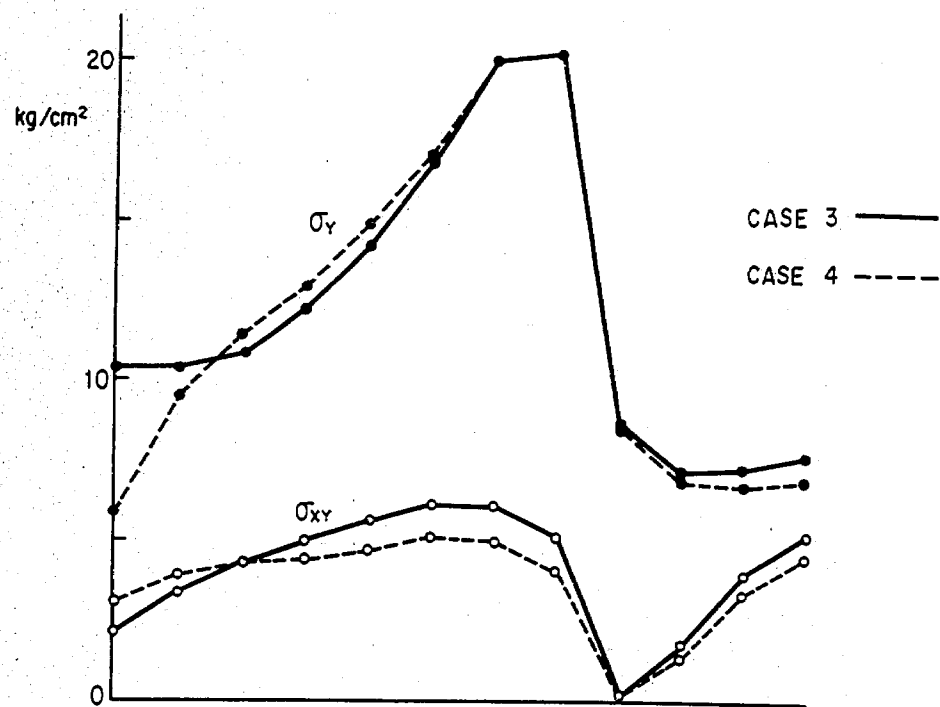


図 16-8 岩着面の鉛直応力 (σ_y)、せん断応力 (σ_{xy}) の分布

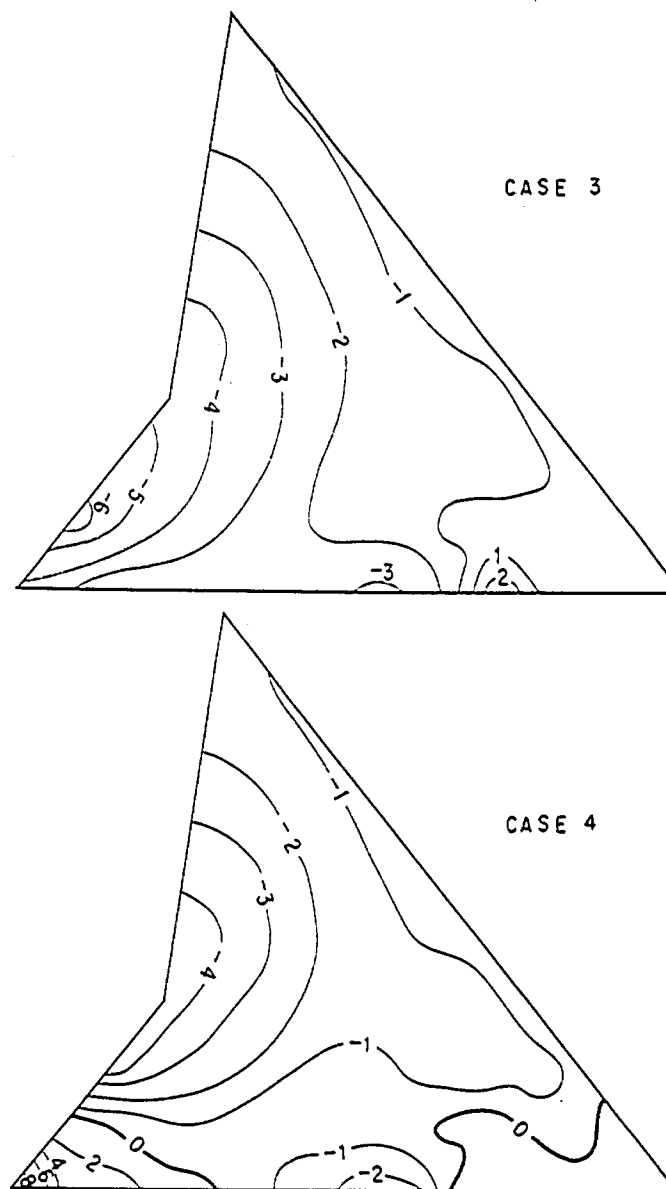


図 16-9 ダム堤体第 1 主応力分布図

ダム構造研究室室内研究会
— 資料集 —

ISSN 0386-5878
土研資料第1631号
昭和56年2月(1981)

水野光章 他

キーワード：温度応力，ダム基礎岩盤，動的解析，ダムの地質，
ダムの安全率，中空重力ダム，嵩上げダム，基礎グラウチン
グ，アーチダム3次元解析，No Tension 解析

要旨：本書は今年度ダム構造研究室室内研究会において調査検討
した事項について取りまとめたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム構造研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1631号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

