ISSN　　号
土研資料第2013号
12

土木研究所資料

研究報告並びに発表論文概要集(第二集)

昭和58年8月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

目　　次

昭和56年度　試験研究費報告
コンクリートダムの設計技術の高度化に関する研究 …… 3
昭和57年度　試験研究費報告
コンクリートダムの応力解析法の高度化に関する研究 …… 11
昭和56年度　河川総合開発事業調査費報告
破砕風化岩盤の止水工法及び力学的特性に関する調査試験 …… 19
ダム及び付属構造物の応力解析手法に関する調査 …… 25
コンクリートダムの動的挙動解析に関する調査試験 …… 31
コンクリートダムの嵩上げに関する調査 …… 38
昭和57年度　河川総合開発事業調査費報告
破砕風化岩盤の止水工法及び力学的特性に関する調査試験 …… 47
コンクリートダムの三次元構造解析法に関する調査 …… 53
コンクリートダムのクラック制御に関する調査 …… 59
コンクリートダムの動的挙動解析に関する調査試験 …… 65
嵩上げコンクリートダムの設計法に関する調査 …… 71
昭和56年度　地方建設局依頼調査試験報告
温井ダム本体構造設計 …… 81
富郷ダム本体構造設計 …… 84
昭和57年度　地方建設局依頼調査試験報告
温井ダム本体構造設計 …… 89
富郷ダム本体構造設計 …… 91
昭和56年度　受託研究費報告
奥三面アーチダム設計業務 …… 95
昭和57年度　受託研究費報告
奥三面アーチダム設計業務 …… 103

1日土研
河－43　地質の異なる岩盤上でのセン断強度（56） …… 111
河－49　砂礫層部及び軟岩部の透水係数の試験法（57） …… 112
河－50　RCD工法の最近の動向について（55） …… 115
河－53　ダム貯水池内におけるヤセ尾根の鞍部処理について（56） …… 117

土研研究発表会

昭和55年度　土研研究発表会

テンターゲート脚柱の応力に与える初期たわみの影響 …… 121

昭和56年度　土研研究発表会

温度規制の為のダムコンクリートの熱及び力学特性に関する実験的研究 …… 127

土木技術資料

昭和57年

初期材令におけるコンクリートの熱特性と力学特性（57.2） …… 135

嵩上げコンクリート重力ダムの設計と実測挙動（57.5） …… 141

大ダム No.100（1982.6）

コンクリートダムの挙動（Ⅰ） …… 149

〃　（Ⅱ） …… 160

〃　（Ⅲ） …… 175

ダム技術No.2（1983）

コンクリートダムの温度応力と温度規制 …… 187

ISRM congress (1983 MELBOURNE)

A STUDY ON THE CORRELATION BETWEEN DAM FOUNDATION BEDROCK CLASSIFICATION AND IN SITU SHEARING TEST VALUE …… 197

昭和56年度

試　験　研　究　費　報　告

5. 土木構造物の設計合理化に関する研究

5.3. 構造物の計画設計手法に関する研究

5.3.1. コンクリートダムの設計技術の高度化に関する研究

ダム構造研究室　室　長　水野光章
主　研　斉藤孝三
研究員　永山　功
研究員　安田成夫
白江健造

1. まえがき

コンピュータを利用した数値解析法の進歩には著しいものがあり、ハードウェアの技術の進歩と相俟って、従前では考えられなかったような複雑かつ大容量の計算も比較的容易に行われるようになっている。これは特に構造系分野において著しい影響を与え、線形問題（弾性体の力学）のみならず非線形問題（非弾性体の力学）においても、模型実験に代って多くの数値解析法が行われている。

数値解析法の特徴は、任意の物性値を与えることができることであり、その結果、模型実験において常に問題となっていた相似性の問題が解消されることである。また、その解析結果も"与えられた仮定と条件の下では"常に真値である。このような特徴は、相似性の設定が困難な弾性域を超えた構造解析（非線形解析）においては特に重要である。しかし反面、解析中の基本式が実際の物理現象を正しく把えているか、また解析に用いた物理定数が妥当であるかによって、その解析結果の真びょう性は大きく影響を受け、単なる机上の計算に陥いる危険性を十分含んでいることにも注意しなければならない。

ここでは非線形解析のレベルを2段階に分けて検討する。1つは、現在用いられている便宜的な解析上の矛盾を少なからず改良するための非線形解析であり、物理学的な取扱いよりもむしろ数学的な取扱いを重視するものであり、もう1つは物理学的考察の十分行われた非線形解析であり、主として理論的研究に供されるものである。前者は、物理学的保証に若干欠けるものであるから、多くの複雑な物理定数を設定することは無意味であるが、少なくとも現実の状態をある精度で近似しうる解析法でなくてはならない。本年度はこのような解析法の1つとして非引張応力（No－Tension）解析法の開発を試みた。

2. 研究目的

ダムおよびその基礎岩盤の応力解析法をより合理的に行うため、各種非線形応力解析法の開発を図る。

3. 研究方法

非線形応力解析プログラムを作成するとともに、その適用性について検討する。

4. 研究結果

4.1 非引張応力解析の必要性

非引張応力解析とは、構造系の中に引張応力の発生を許容しない解析であり、引張強度の小さなコンクリートないしは岩盤の応力解析などに適している。従来ダムの安定解析においては、これら材料は弾性体として取扱われ、引張応力を発生する部分には局部的な破壊が生ずるものとして取扱われてきた。しかし、本来このような局部破壊は応力の再配分をもたらすはずであり、上記取扱いは不合理であり、より合理的な解析法が望まれる。

4.2 非引張応力解析の概要

応力解析は次の3つの条件を満足する解を求めることにある。すなわち、

①応力の釣合条件　②ひずみの適合条件　③応力ひずみ関係式

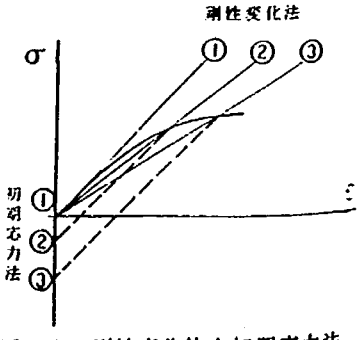
である。弾性問題と非弾性問題の差は③の条件である。一般的な応力ひずみ関係は次式で表わされる。

$$f\left(\{\sigma\},\ \{\varepsilon\}\right)=0 \qquad \cdots (1)$$

弾性問題では応力ひずみ関係は直線性を有するから、(1)式は特別な形として次式で改められる。

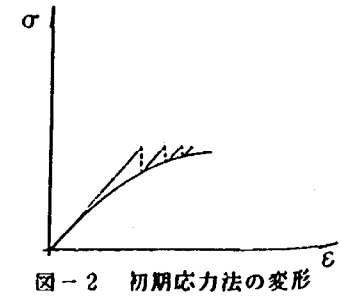
$$\{\sigma\}=[D]\left\{\{\varepsilon\}-\{\varepsilon_0\}\right\}+\{\sigma_0\} \qquad \cdots (2)$$

いま、①．②および(1)式を満す非弾性問題の応力解は、適当な弾性係数［D］，初期ひずみ$\{\varepsilon_0\}$、初期応力$\{\sigma_0\}$を定めれば(2)式で表わすことができる。したがって何らかの方法（通常は逐次計算）によってこれらの値が求められれば、非弾性問題は弾性問題の変形として解くことが可能である。この時［D］を逐次変化させていく方法を"剛性変化法"、$\{\sigma_0\}$または$\{\varepsilon_0\}$を変化させる方法を"初期応力法"または"初期ひずみ法"という。両者の解析法を図式化すれば図－1のとうりである。剛性変化法は剛性マトリックスの変化法をもたらすため有限要素法の解析としては必ずしも適切ではない。ここでは初期応力法を用いる。初期応力法においては、①の力の釣合条件がくずされるから、これを満足させるためのみかけの力が必要となる。実際の逐次計算は一般にこのみかけの力に対して行われる。これを図式的に図－2に示すが、この時図－1の場合に比べて物理的意味は一層明確になる。



図－1　剛性変化法と初期応力法

非引張解析は、圧縮応力域では弾性問題に一致するから、これを第1次近似解とする。この場合発生する引張応力は許容されないから、これを打消す内部応力$\{J\bar{\sigma}_0\}$を仮定しなければならない。次にこれと釣合うみかけの力$\{JR_0\}$に対して第2次近似解を求める。この過程は、応力の釣合方程式があらかじめ規定された許容誤差に達するまで繰返される。この過程を有限要素法に対して定式化すると次のとうりである。



図－2　初期応力法の変形

第１次近似解：

$$\{R\} = [K]\{U_0\} \qquad \cdots (3)$$
$$\{\sigma_0\} = [D][B]\{U_0\}$$

ここに、{R}は外力、[K]は剛性マトリックス、[B]はひずみ変位関係を表わすマトリックス、{U_0}は変位である。これから非引張条件を満足させるための初期応力{$_J\tilde{\sigma}_0$}を算出する。

第２次近似解：

$$\{_JR_1\} = \int [B]^T \{_J\tilde{\sigma}_0\} dA$$
$$\{_JR_1\} = [K]\{_JU_1\} \qquad \cdots (4)$$
$$\{_J\sigma_1\} = [D][B]\{_JU_1\} + \{_J\tilde{\sigma}_0\}$$

再び非引張条件を満足させるための初期応力{$_J\sigma_1$}を算出する。

第３次近似解：

以下同じ過程を繰返す。最終的な応力解は次式で求められる。

$$\{U\} = \{U_0\} + \Sigma\{_JU_1\}$$
$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \Sigma\{_J\sigma_1\} \qquad \cdots (5)$$

次に、初期応力、みかけの力の意味を別の方法から考察しておく。非引張解析における応力ひずみ関係は次式で表わされる。

$$\{\sigma\} = \left\{[D] - [D']\right\}\{\varepsilon\} \qquad \cdots (6)$$

ここに[D]は圧縮応力域における弾性係数マトリックス、[D']は引張応力に対する弾性係数マトリックスの変化量である。（６）式を変形すれば、

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} - [D']\{\varepsilon\} \qquad \cdots (7)$$

となるが、この右辺第２項が初期応力{$_J\tilde{\sigma}$}に相当する。また、有限要素法による定式化は、

$$\{R\} = \int [B]^T \left\{[D] - [D']\right\}[B]\{U\} dA \qquad \cdots (8)$$

で表わされるが、これを変形すれば

$$\{R\} + \int [B]^T [D'][B]\{U\} dA = \int [B]^T [D][B]\{U\} dA \qquad \cdots (9)$$

となる。この左辺第２項がみかけの力に相当する。これが初期応力とみかけの力の概念である。

4.3　非引張応力解析に対する考察

次に、上記解析法に対して、物理学的見地から若干検討を行う。この場合、応力ひずみ関係式(1)式の具体的表現と、これを(2)式を用いて近似する方法が問題となる。いま、上記の非引張応力解析においては、(1)式は次の不完全な形で表わされている。

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \qquad \cdots (10)$$
$$\sigma_1, \sigma_2 \leqq 0$$

ここに、σ_1, σ_2は主応力を示している。

したがって、破壊条件に達した後の応力ひずみ関係には全く触れられていない。両主応力がともに引張の場合は明らかにひずみの大きさは不定となり何ら問題は生じないが、いずれかの主応力が圧縮の場合、応力ひずみ関係については何ら条件が与えられていないことになる。

すなわち、非引張解析では、引張主応力を発生した方向に対して（$J\sigma$）を求めているが、この際もう一つの主応力に対する影響については何らふれられていないわけである。

また、逐次計算の過程で徐々に主応力の方向が変化していった場合、みかけの初期応力のもつ意味は全く不明確である。

剛性変化法を用いれば、一度破壊した材料が再び元の特性を取り戻すという仮定のもとで、このような矛盾は解決されることになるが、実際の状態ではこのような仮定はほとんど成立しないので、剛性変化法の解も同様に厳密でない。

このように考えていくと、いわゆる非引張応力解析においては、種々の方法によって種々の解が得られ、一般に解の一義性は存在しないことになる。したがって本解析法も、ある仮定のもとでの近似解を与えているにすぎないことに注意しなければならない。

4.4　プログラムの概要

本プログラムは、土木研究所で有する2次元弾性計算No.2プログラムを基本として、これに改良を加えたものである。この場合、従来の機能は全て残されているので、弾性計算のみを行うことも可能であり、入力様式もそのような書式を維持している。非引張応力解析を行う場合、新たな入力データが必要となるが、これら入力データ（カード）がない場合は、通常の弾性計算を行うことになっており、従来の機能はプログラムの改良によって何ら影響を受けていない。以下入力書式について説明を加える（図－3参照）。従来の機能と変更ない部分については記述を省略してある。これについては土研資料716号を参照されたい。

1) CONTカード

NOLIN：　非引張応力解析か否かのスイッチ。1の場合は非引張解析、0の場合は通常の弾性解析を行う。0の場合、以下に示す入力データまたはカードは不要である。

ITERA：　最大繰返し計算回数。非引張条件が許容誤差内に収束しなくても、ITERA回繰返し計算をした場合、計算は終了する。

NPRNT：　途中の繰返し計算結果を出力するか否かのスイッチ。1の場合は途中結果を出力、0の場合は最終結果のみを出力する。

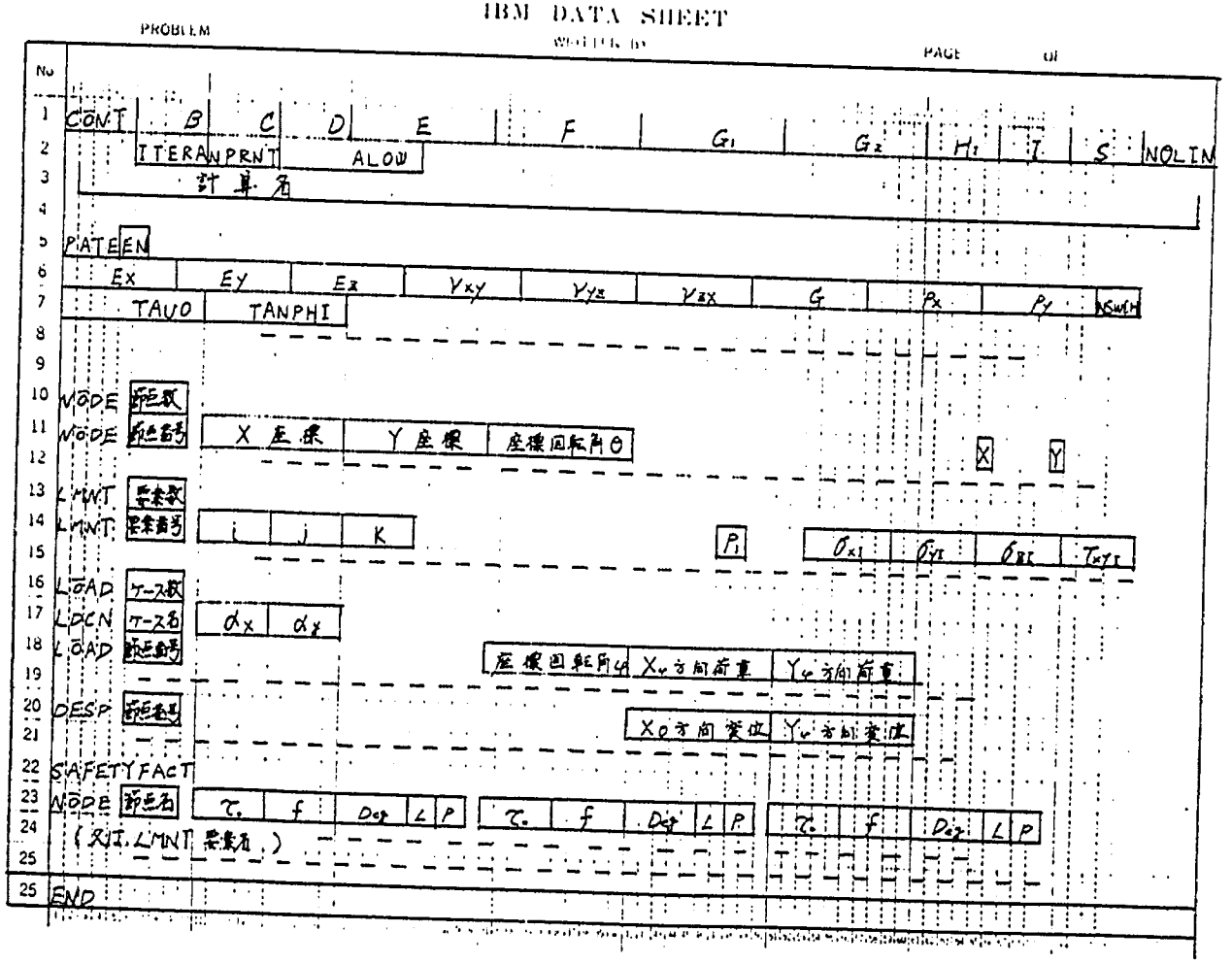
ALOW：　収束計算を終了する判定基準。残差応力の絶対値の最大値がALLOW以下の値になった場合繰返し計算は終了する。

2) PATEカード

NSWCH：　各要素特性パターン毎に、非引張条件を満足するか否かのスイッチ。1の場合は非引張条件を満す要素特性パターン、0の場合は非引張条件とは無関係な要素特性パターンである。

なお、非引張応力解析では、使用の便を図って圧縮応力を正として取扱っている。（ただし、先に述べた基本式は引張応力を正として説明してあるので注意されたい。）したがって、CONTカードのH_1は常に1でなければならない。しかし、H_1が1以外の数字の場合でも自動的に1と読直して計算が行われる。

出力形式については、従来プログラムに比べほとんど変更がない。ただ、各繰し計算の回数と、


IBM DATA SHEET
PROBLEM
PAGE
No
CONT
B
C
D
E
F
G1
G2
H1
I
S
NOLIN
ITERANPRNT
ALOW
計算名
PATEEN
Ex
Ey
Ez
νxy
νyz
νzx
G
Px
Py
NSWCH
TAUO
TANPHI
NODE
節点数
NODE
節点番号
X 座標
Y 座標
座標回転角θ
X
Y
LMNT
要素数
LMNT
要素番号
i
j
K
P1
σxI
σyI
σzI
τxyI
LOAD
ケース数
LDCN
ケース名
αx
αy
LOAD
節点番号
座標回転角φ
Xφ方向荷重
Yφ方向荷重
DESP
節点番号
X0方向変位
Yφ方向変位
SAFETYFACT
NODE
節点名
τ0
f
Deg
L
P
(又は LMNT 要素名)
END

図－3　入力フォーマット

その時の最大引張応力の大きさが示されるのみである。

4.5　解析例

具体的な解析例については、同様な計算を行っている前年度報告等を参照にされたい。ここでは割愛する。

5.　今後の問題点

ここに示した非引張応力解析は、非引張状態を近似する一解析法であり、この解が完全に真の応力状態を示していないことは既に述べたとうりである。したがって、今後は本プログラムの解析の有効性についての検討を行っていく必要があろう。

また、本解析は近似的な方法ゆえ、他の局部破壊条件、たとえばせん断破壊等についても容易に適用可能である。この点についても検討を行う予定である。なお、せん断破壊条件については、せん断破壊条件

$$\tau = \tau_0 + f\sigma \qquad \cdots (11)$$

を満足するように第1主応力のみを修正する残差応力 $\{\Delta\sigma_0\}$ を用いることで、一応本プログラムの中に組込まれて一応解析可能な状態になっているが、この場合非引張応力解析に比べ、仮定が解析の真ぴょう性に及ぼす影響が大きいのでこれについては今後さらに検討を進めることにしている。

以上のほか、種々の非線形解析法についても鋭意検討を行う。

昭和57年度

試　験　研　究　費　報　告

5. 土木構造物の設計合理化に関する研究

5.3. 構造物の計画設計手法に関する研究

5.3.1. コンクリートダムの応力解析法の高度化に関する研究

ダム構造研究室　室　長　藤沢倪彦
研究員　永山　功
〃　安田成夫
〃　新高庸介
増田基晴

1. まえがき

数値解析を利用した構造計算は，コンピュータのソフト・ハード面での技術的発達に伴って，今日では非線形問題の領域を含めて数多く行われている。

現在，非線形問題を取扱っているプログラムには2つのレベルがあると思われる。一つは材料の非弾性挙動を純理論的に解明しようとするものであり各種実験データを基にして，材料，物理学的な考察のうえから複雑な定式化が試みられている。他は構造物の設計計算中に非線形的性質をできるだけ考慮しようとするものであり，数理物理的なモデル化のうえに理想的定式化が試みられている。本来，両者は同一な方法でなければならないが，材料の非弾性的挙動の複雑さから，現在のところ両者の解析に差があることは否めない，しかし，後者のような数学的な取扱いを主体とした非線形解析も合理的な設計を行っていくうえの手段としては重要な解析方法であろう。

ここに示した非引張応力解析は，後者の範ちゅうに属するものであり，初期応力法を用いて非引張応力状態を再現したものである。今年度は昨年度に開発したプログラムに基づきその適用性についての検討を加えるものとする。

2. 研究目的

非引張応力解析とは，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，このような材料としてはコンクリートないしは基礎岩盤がこの材料に相当するものであり，従来の安定解析においては，これらの材料は弾性体として取扱われ，引張応力の発生する部分には局部的な破壊が生ずるが，これによって生ずる応力の再配分は考慮されずに取扱われてきた。しかし，本来このような局部破壊は応力の再配分をもたらすはずであり，より合理的に応力解析を行うため，弾性応力解析と非線形応力解析の差を把握すべく解析を行った。

3. 研究方法

非線形応力解析プログラムを作成するとともに，その適用性について検討する。

4. 研究結果

4.1 非引張応力解析の概要

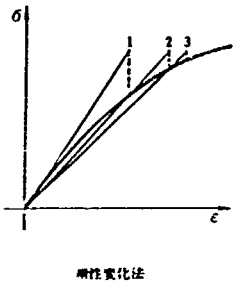
多くの非線形問題は，その基本式を再定式化することなく線形計算の反復によって解くことができる。すなわち，非線形問題における応力ひずみ関係(1)式のように表わされる場合，

$$F(s, \theta) = 0 \qquad \cdots\cdots(1)$$

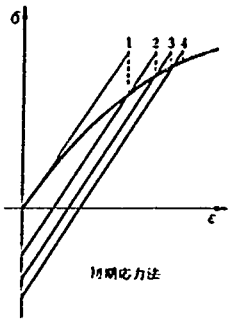
解s_1，θ_1の近傍で(2)式が成立するようにE，θ_0，s_0が適当に定められれば，非線形問題は形式上(2)

$$s = E(\theta - \theta_0) + s_0 \qquad \cdots\cdots(2)$$

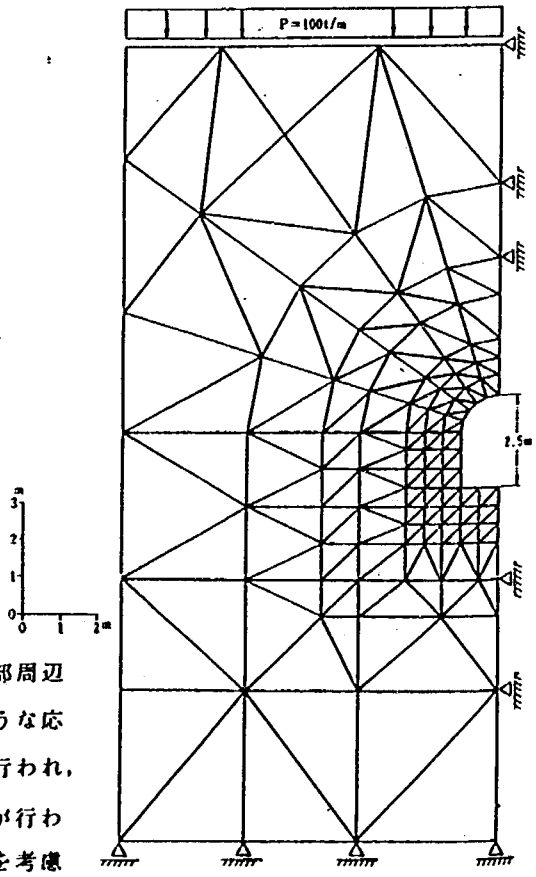
式のような弾性問題におきかえられる。すなわち，反復計算によって適正なE，θ_0，s_0の値を定めることができれば，非線形計算の解が求められることになる。この時，反復計算が弾性マトリクスEを調節して行われる場合，これを剛性変化法と呼び，s_0またはθ_0を調節して行われる場合を初期応力法（初期ひずみ法）と呼ぶ。両者の解析法を図式化すれば図－1～2のとおりである。剛性変化法は各計算段階毎に剛性マトリクスが変化するため計算時間が長くなり解析方法としては必ずしも得策ではない。一方，初期応力法では剛性マトリクスが変化しないために計算時間が短かくて済む。この為，ここでは初期応力法を用いることにした。



図－1　剛性変化法



図－2　初期応力法



図－3　解析モデル

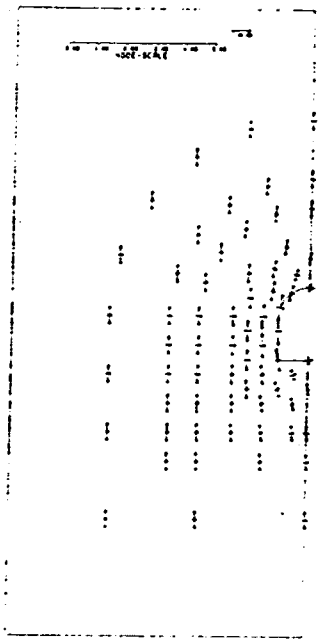
4.2 解析例(I)

4.2.1 解析モデルの概要

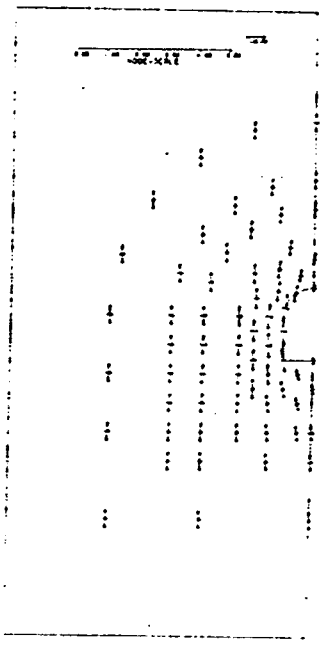
ダム堤体内に設けられる通廊，放流管等の空洞部周辺には，一般に局所的な応力集中が生じる。このような応力集中に対しては一般に弾性理論に基いた解析が行われ，過大な引張応力の発生する部分は鉄筋による補強が行われている。ここでは通廊周辺の局部的な引張破壊を考慮し，その後にどのような平衡状態が達せられるかを検討した。

解析モデルは図－3に示す，高さ2.5 m，幅2 mの馬蹄型の通廊である。荷重は単位荷重として100 t/mの荷重を用いるものとした。

4.3.2 解析結果



図－4　主応力図（弾性解）



図－5　主応力図（非引張解）

(1)　弾性解と非引張応力解析

弾性解析と非引張応力解析による主応力図の比較を図－4～5に示す。弾性解で発生した引張応力は，非引張応力解では程んど0に収束しているが，主応力の方向，圧縮主応力の大きさに対しては程んど差異が認められない。

(2)　引張応力域

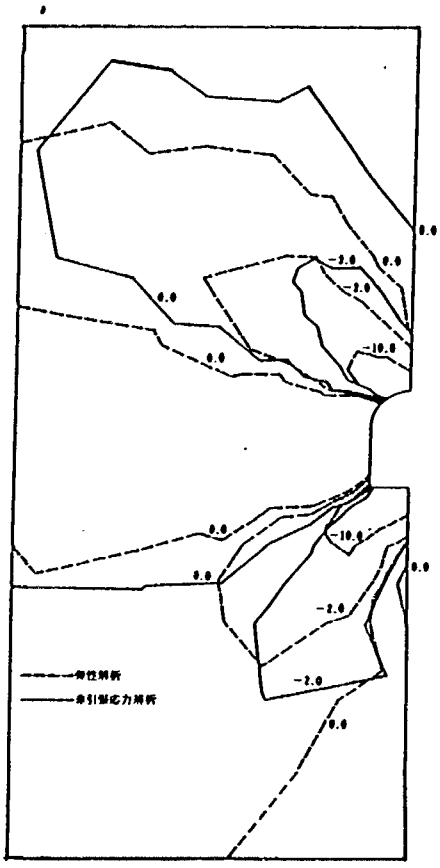
弾性解析と非引張応力解析における引張応力域の比較を図－6に示す。弾性解で発生している大きな引張応力の領域は，非引張応力解では見られず，引張応力域は若干その位置が変化するとともに広い領域に変化し，逐次破壊が進行し平衡状態に達していることが理解できる。

(3)　繰り返し計算回数と解の収束状況

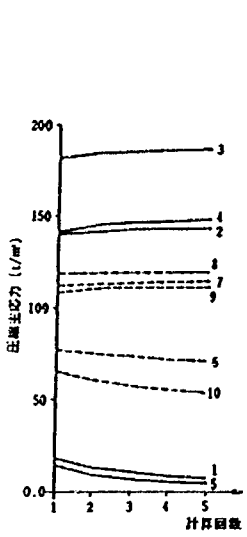
非引張応力解の収束計算回数と圧縮主応力，引張主応力の関係を図－7～8に示す。この結果，圧縮主応力は計算回数に関係なくほぼ一定であり，引張主応力は計算回数とともに等比級数的に減少する傾向を示す。5回の収束計算でほぼ一定値となり，それ以上収束計算を行っても実用上の効果はあまり得られないようである。

(4)　考　察

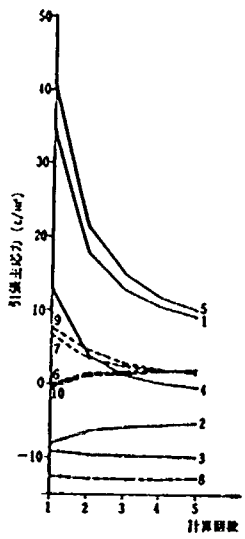
通廊回りの応力集中による引張応力は局部的な引張破壊によって平衡状態に達する。この場合，引張破壊領域の拡大は比較的小さな範囲に限られ，これら応力集中による引張応力を全て鉄筋で補強することは必ずしも必要とはならないと考えられる。



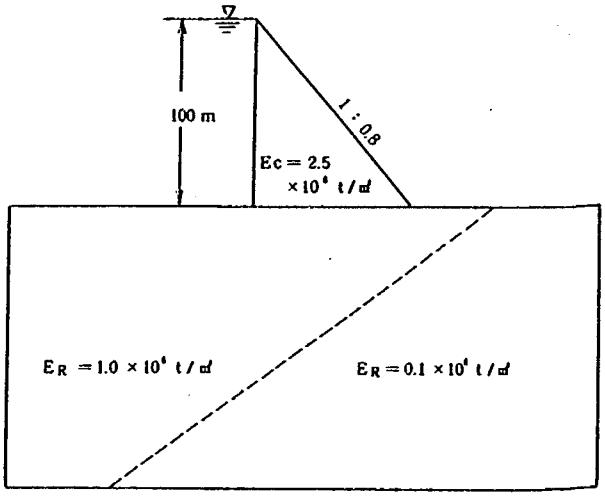
図－6　引張応力域図（t／㎡）



図－7　圧縮主応力（第一主応力）と計算回数の関係



図－8　引張主応力(σ_2)と計算回数の関係



図－9　解析モデル

4.3　解析例 (II)

4.3.1　解析モデル概要

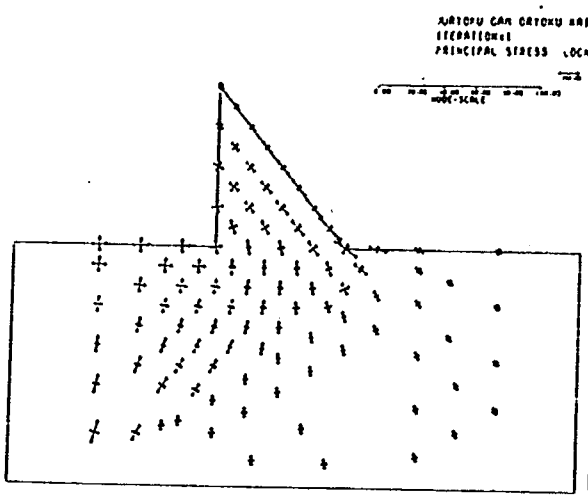
近年ダムコンクリートダムの建設に適するサイトが少なくなってきたことに伴ない必ずしも重力ダムの設計上良好でない岩盤上にもダムを築造せざるを得ない状況が生じてきている。この様な基礎岩盤上のダムの一例として図－9のように上，下流側で基礎岩盤の弾性特性が異なる場合を想定した。

一般に岩盤には潜在的な亀裂が存在するため，上流側の堅岩では大部分の水圧荷重を支持できないため，下流の軟弱な岩盤に多大な荷重が伝達されることになる。このような場合のダムの安定性の検討を非引張応力解析を用いて解析し，通常の弾性解析との比較を行った。

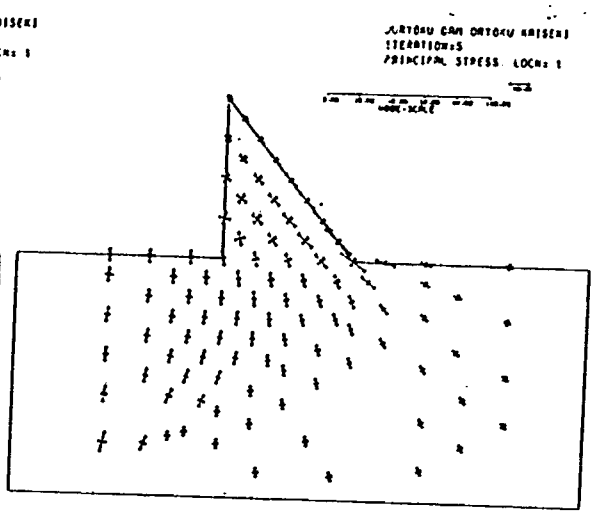
4.3.2　解析結果

(1)　弾性解と非引張応力解析

弾性解析と非引張応力解析による主応力の比較を図－10～11に示す。弾性解で表生している引張応力は非引張応力解析では，引張応力は無視できる程度まで小さくなっているが，主応力の方向，圧縮の主応力の大きさに対してはほとんど差異が認められない。



図—10　主応力図（弾性解析）



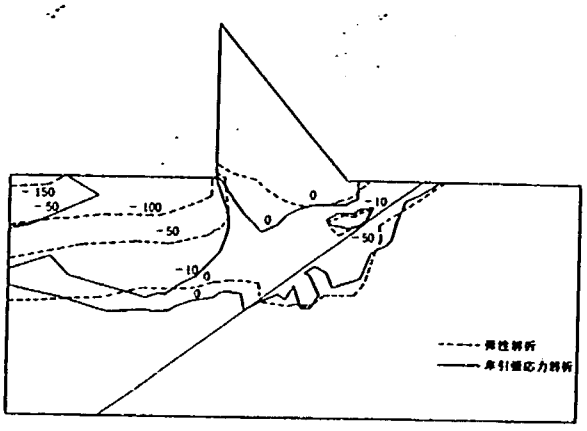
図—11　応力図（非引張応力解析）

(2)　引張応力域

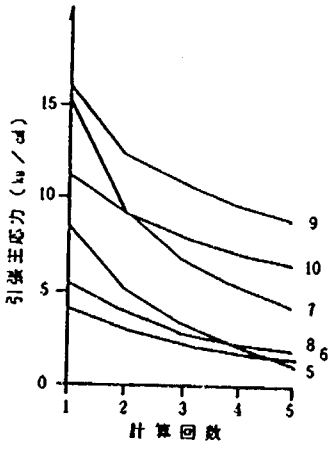
弾性解と非引張応力解析における引張応力域の比較を図－12に示す。引張応力域の差は程んど見られない。

(3)　繰り返し計算回数と解の収束状況

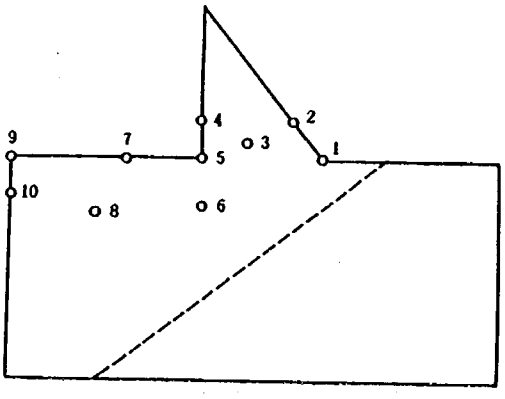
非引張応力解析の収束計算回数と引張主応力，圧縮主応力の関係を図－14～15に示す。また，測点位置を図－13に示す。



図—12　引張応力域図



図—14　引張主応力（第二主応力）

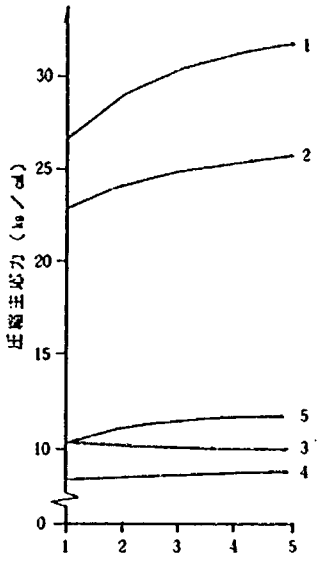


図—13　測点位置

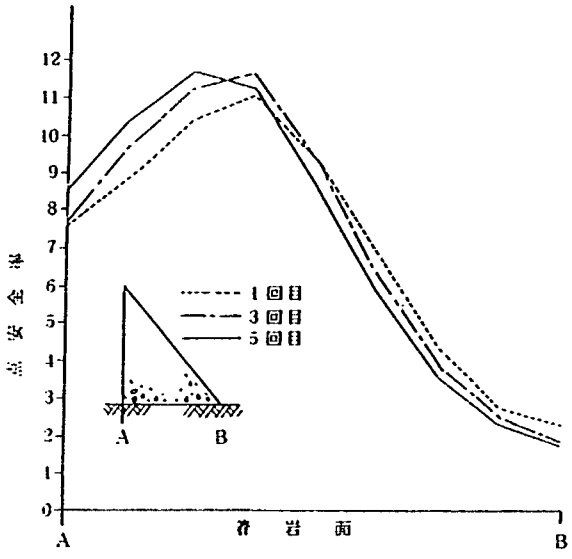
この結果，引張主応力は等比級数的に減少傾向を示し，圧縮主応力は一定または増加傾向を示す。

(4) 点安全率

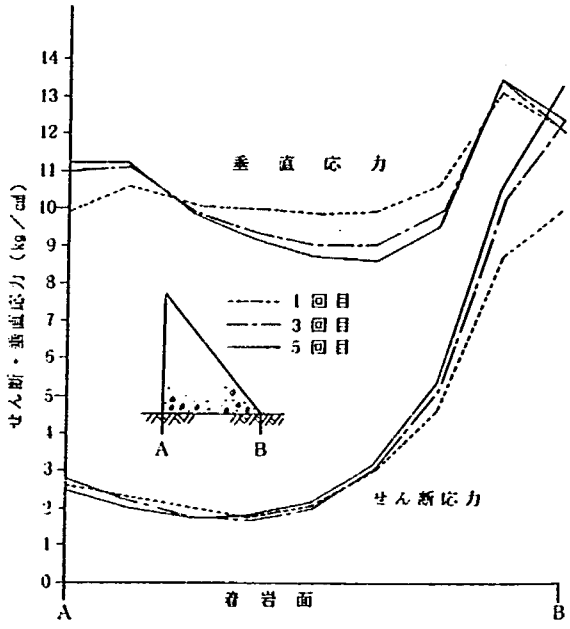
ダム堤体着岩部における点安全率と計算回数の関係を図－16に示す。また，この時のせん断応力，垂直応力と計算回数の関係を図－17に示す。この結果，堤体上流付近の点安全率は計算回数とともに大きくなり，下流付近では小さくなる傾向を示している。この現象は，せん断応力，垂直応力の関係からも明確であり，上流付近で抵抗できない引張応力が下流側の基礎岩盤で支持されるため，上流付近の点安全率は大きくなり，逆に下流部では圧縮主応力が増加し，安全率が低下したと考えられる。



図—15 圧縮主応力（第一主応力）



図—16 点安全率と計算回数の関係



図—17 せん断・垂直応力と計算回数の関係

5. 今後の問題点

以上，非引張応力解析の解析例として２つの例を示したが，今まで定性的に考えられてきた事項をある程度定量的に説明できたと考えられる。また，初期応力法を用いた解析法は他の現象の解析にも応用が容易であり，ここで開発したプログラムはせん断破壊基準に従う応力配分も取り扱えるように工夫されている。このプログラムについてはその適用性については今後検討を行っていくものとする。また，これに併行して，岩盤の破壊特性を考慮した解析プログラムの開発を行う予定である。

昭和56年度

河川総合開発事業調査費報告

1. ダムの基礎処理方法に関する研究

1.1.1 破砕風化岩盤の止水工法及び力学的特性に関する調査試験

ダム構造研究室　室　長　水野光章
主任研究員　斉藤孝三
矢沢克敏
白江建造
片平　博

1. まえがき

ダム建設計画が多い近年は、破砕風化の進んだ岩盤を基礎とするコンクリートダムサイトも増えて来ている。破砕風化岩には、元々は硬岩がキレツや割れ目から風化が進み軟弱化したものと、岩の構成鉱物が風化しやすい物質であるため互いの結合力が低下し軟弱化したものがあり、いずれも元の硬岩とは性質を異にする。一般に力学的には強度が小さく、変形性も大きい。また透水性についても硬岩とはかなり異なり、コンクリートダム基礎としては問題が多い。従って、この種の岩盤の工学的性質については適切なる調査試験法を検討し、工学的特性を把握すると共に、コンクリートダム基礎岩盤としての問題点を検討し、効果的な改良法について調査試験を行うものである。

2 調査目的

今年度は、昨年に引きつづき破砕風化岩の力学的特性に関するせん断強度、及び変形特性について調査検討を行った。ダム基礎岩盤の評価は一般に熟練された地質技術者によって、岩の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の風化程度の詳細な観察による岩盤分類に基づいて行われ、設計に使用する力学的定数については、各岩級区分地点で原位置試験を行って決定されている。岩級区分法は既に標準的な手法（土木学会：土研式・電研式）が一般化しており、それに基づいて判定された地点で試験が行われているものとすれば、岩級区分と得られた物性値とには対応性がある筈である。しかし、岩盤は成因や性状が複雑で、実状は、個々のダム地点では相関性があっても、ダム相互間では必ずしも対応性が良くない。

コンクリートダムの設計上、岩盤のせん断強度は最も重要であるため、ほとんどのダムで、原位置せん断試験が行われている。また、アーチダムや、軟弱な基礎岩盤を有するダムにおいては、岩盤の変形性がダムの安定に及ぼす影響が大であるため、原位置変形試験が行われている。原位置試験の方法は標準化（土木学会）されたものであり、各ダム地点の試験資料を収集すると膨大なものとなる。

一般に、コンクリートダムの設計は、地質調査途中において概略設計が行われることが多く、従って、ある一定の岩盤評価基準を設定して数多くの試験資料をまとめた場合には、一応の目安値が得られるものと推定される。岩盤評価基準には、現在行われている岩盤分類の分類要素である岩盤の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の方向性、割れ目の風化程度等が考えられる。

3. 調査方法

全国の直轄主要ダム計43ダムから、現位置試験のデータを収集した。

原位置試験の結果からは、図－1のようなせん断試験応力－変位曲線及び変形試験応力－変位曲線が得られる。これを基に、表－1に示す諸係数を求めたものである。なおせん断強度については、せん断試験の結果から、図－2に示す要領で求められる。

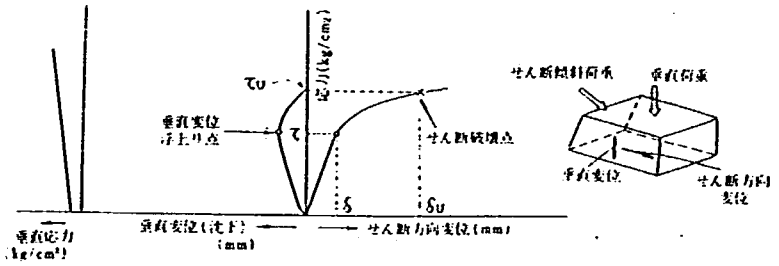
岩盤の区分方法としては、造岩鉱物の物理的性質、割れ目の発達状態とその性状などが共通した特徴を有していると考えられる地質の成因別に区別することを試みた。区分内容を表－2に示す。

表－1　解析を行った諸係数

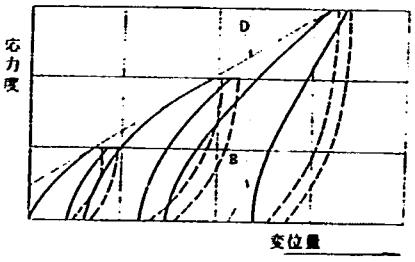
せん断強度	純せん断強度（τ_0）
	内部摩擦角（ϕ）
せん断時の挙動特性	破壊点に対する浮上り点の応力の割合（$\tau/\tau_u \times 100$）
	〃　〃　変位　〃　（$\delta/\delta_u \times 100$）
変形特性	弾性係数（E）
	変形係数（D）
	（D／E）

表－2　地質区分

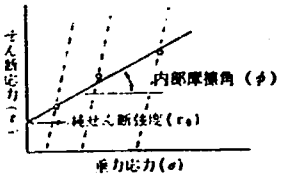
成因別岩種区分		対象ダム数	
		せん断試験	変形試験
堆積岩	古生代中生代堆積岩	11	7
	新第三期以降の堆積岩（軟岩）	8	5
火成岩	深成岩	11	6
	火山岩	5	1
火山性堆積岩（新第三期以降のグリーンタフ地域）		6	3
広域変成岩		7	1



図－1－1　せん断試験応力―変位曲線



図－1－2　変形試験応力―変位曲線

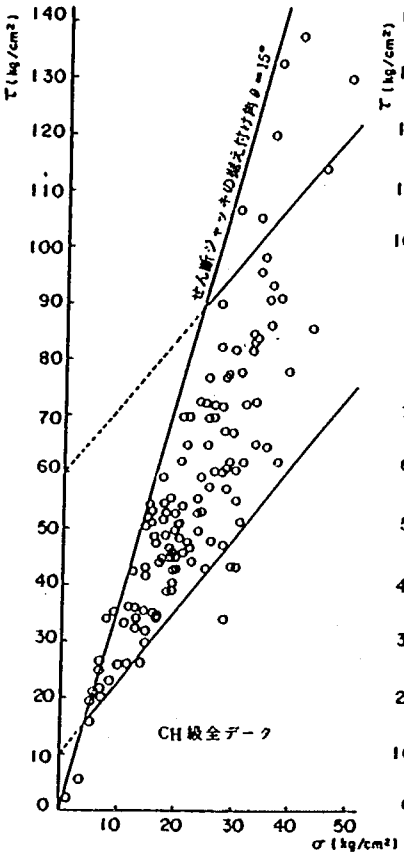


図－2　せん断強度と垂直応力の関係

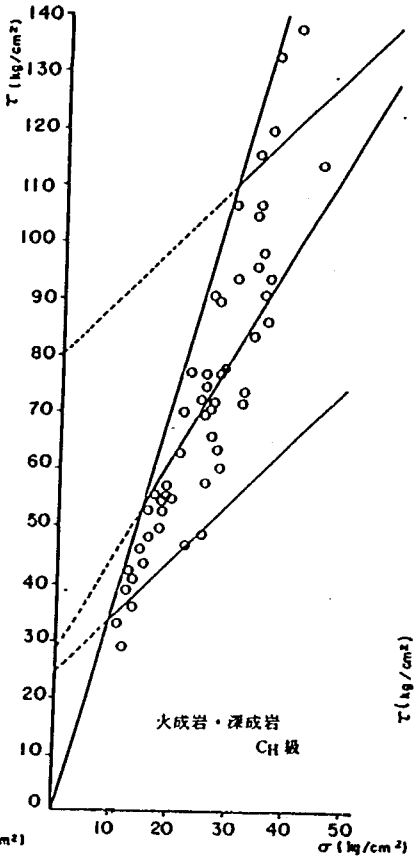
4. 調査結果

4.1　せん断強度

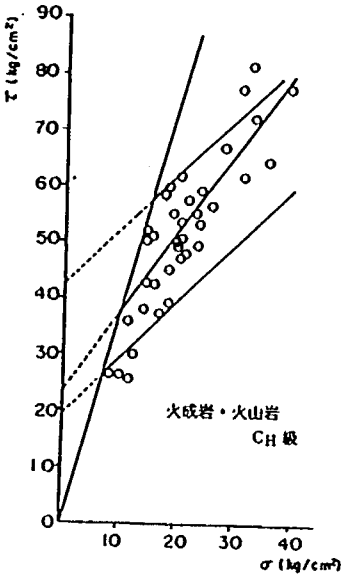
原位置岩盤せん断試験において、破壊点での垂直応力 σ_u とせん断応力 τ_u の関係を、図－2の要領により岩盤分類別に整理を行った。図－3にC_H級の例を示す。仮にϕを一定として τ_0を図から推定するとその上限と下限の差があまりに大きく、単に平均的な数値で整理することは不適当であった。



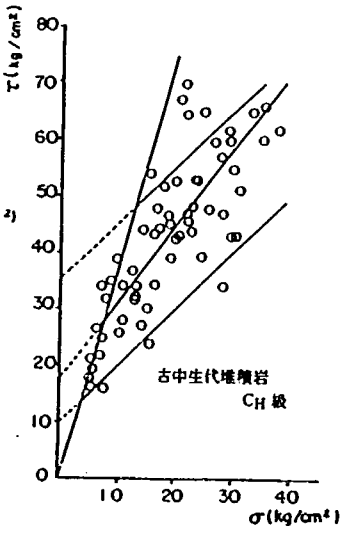
図－3　τ－σプロット図



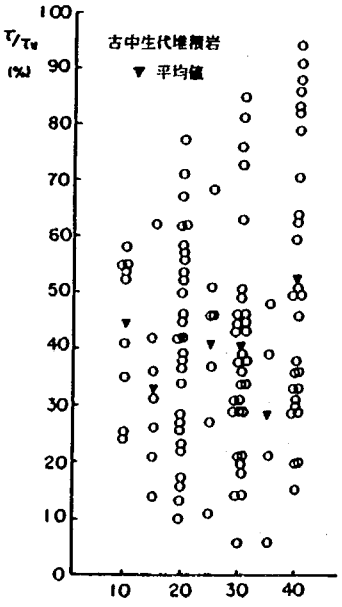
図－4－1　τ－σプロット図



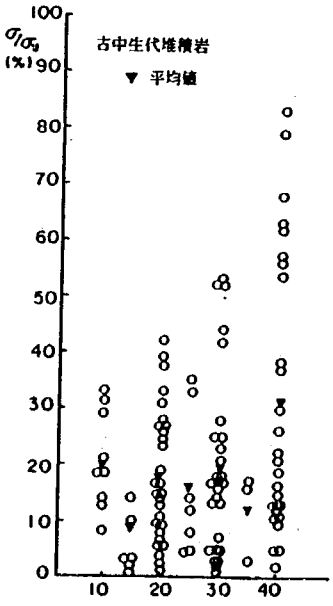
図－4－2　τ－σプロット図



図－4－3　τ－σプロット図



図－5　τ／τu



図－6　δ／δu

τ：浮上り点でのせん断応力
τu：破壊点でのせん断応力
δ：浮上り点でのせん断方向変位
δu：破壊点でのせん断方向変位

表－2に示す区分に従って σ_u － τ_u の関係をプロットした例を図－4に示す。いずれも C_H 級であるが、明らかに地質的な差異を有し、整理可能なことが解る。岩盤の成因別に強度を整理したものを表－3に示す。これより

①各岩種区分毎に、岩級とせん断強度とは概ね対応性がある。

②大きな強度を示しているのは火成岩深成岩であり、小さいのは古中生代堆積岩と変成岩類であった。火山性堆積岩は古中生代堆積岩に比して 10kg/cm² 程度大きく出ている。これら強度の差は、各地質特有の割れ目の頻度とその性状に起因しているものと考えられる。

表－3　せん断強度（τ_0 = kg/cm², ϕ = 度）

成因別 岩種区分		岩盤分類									
		B		C_H		C_M		C_L		D	
		τ_0	ϕ	τ_0	ϕ	τ_0	ϕ	τ_0	ϕ	τ_0	ϕ
古中生代	平均	24	54	18	54	10	54	6	45		
堆積岩	範囲	21～42	45	10～35	45	8～31	45	3～11	45		
広域	平均	39	51	20	58	10	56	5	45		
変成岩	範囲	33～49	45	14～50	45	6～27	45	2～12	45		
火成岩	平均			28	60	18	57	13	58	6	53
深成岩	範囲			24～80	45	14～50	45	7～36	45	3～15	45
火成岩	平均			23	55	15	50	6	50		
火山岩	範囲			19～42	45	6～28	45	4～15	45		
火山性	平均			30	53	17	50				
堆積岩	範囲			24～47	45	12～30	45				

表－4　浮き上り点の破壊点に対する割合（%）

成因別 岩種区分	岩盤分類									
	B		C_H		C_M		C_L		D	
	τ/τ_u	δ/δ_u	τ/τ_u	δ/δ_u	τ/τ_u	δ/δ_u	τ/τ_u	δ/δ_u	τ/τ_u	δ/δ_u
古中生代堆積岩	44	20	42	19	41	20	53	32		
広域変成岩	52	17	57	24	39	17	67	40		
火成岩深成岩	55	28	50	18	43	18	39	20	32	9
火成岩火山岩	46	17	55	21	52	26	39	14	40	14
火山性堆積岩			47	25	51	24			44	23

③ ϕ = 45° とした時の上・下限値の差は、深成岩が他の岩種に比して大きい。深成岩以外の概ねの範囲は、C_H、C_M 級で 25kg/cm²、C_L 級で 10kg/cm² 程度であった。

④各ダムにおける内部摩擦角 ϕ の設計法では 45° を採用することが多いが、図－4からも解るように垂直応力レベルの大きな部分では平均値よりも大きな強度を示すものが多くなる。従って、応力レベルの高い値だけで強度を決めることは、垂直応力荷重の小さな 50 m以下のダムでは強度の過大評価となり、注意を要する。

4.2　原位置せん断試験時の試験ブロックの挙動特性

せん断試験荷重変位曲線の垂直方向変位が沈下から浮き上りに転ずる点を浮き上り点と称し、岩盤の破壊進行を示す最初の現象と考えられている。せん断破壊点に対する浮き上り点のせん断強度及びせん断方向変位量の割合を計算し、地質成因別にプロットした例を図－5、6に示す。また、これらの平均値を表－4に示す。これによると、

①浮き上り点の破壊点に対する割合の平均値は、岩質や岩級に関係なく、強度で40～60 %、変位で15～25 %程度であった。

②データのバラツキはかなり大きく、その範囲は岩級の下階級になるに従って拡がる傾向にある。浮き上り点が岩盤の初期的スリップ現象とするならば、同一岩種でも割れ目の方向性によって大

きく異なり、また割れ目の多い下階級でバラツキが大きくなるものと考えられる。

4.3　変形特性

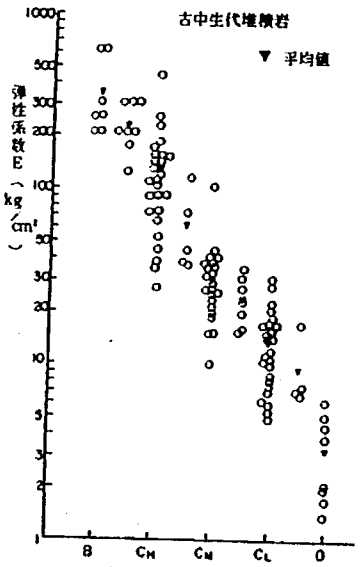
原位置変形試験より得られる応力－変位曲線から、図－1に示す要領で変形係数（D）及び弾性係数（E）を算出した。また、岩盤のもつ割れ目の緩み度を表すものとしてD／Eを求めた。弾性係数を岩種別にプロットした例を図－7、D／Eの例を図－8に示す。また、各岩種・岩級の平均値を表－5に示す。これより、

①弾性係数及び変形係数とも、岩級区別と概ねの対応性があるようである。また図－7からも解るように、岩種毎に対応性は異なるようである。

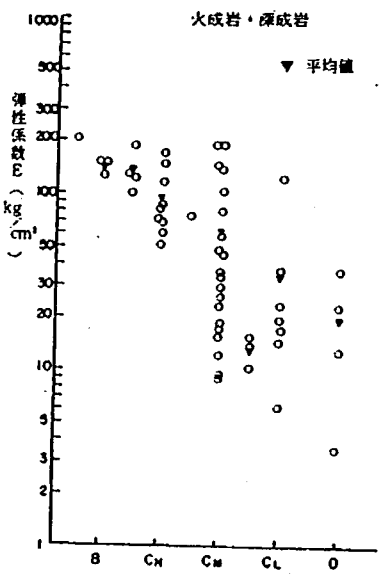
②各地質毎にデータが揃っているCM 級について云えば、弾性係数の比較的大きなものは深成岩と火山性堆積岩であった。CM 級の平均値としては概ねE＝40,000～60,000kg／cm² であった。

③D／Eについては、多少のバラツキはあるが、各岩種毎の岩級とは概ねの対応性があり、割れ目の頻度や風化度の大きな低階級になるに従い、その値は小さなものとなっている。

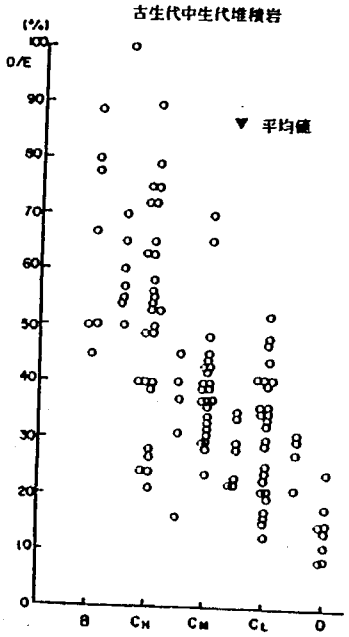
④CM 級のD／Eについて云えば、火成岩類で大きく、変成岩類で小さなものであった。CM 級の平均値としては概ね40％程度であった。



図－7－1　弾性係数



図－7－2　弾性係数



図－8　変形係数／弾性係数

表－5　変形特性（D、E＝×10³kg/cm²、D／E＝%）

成因別 岩種区分	岩盤分類											
	B			CH			CM			CL		
	D	E	D／E	D	E	D／E	D	E	D／E	D	E	D／E
古中生代堆積岩	216	359	67	77	130	52	13	31	37	5	14	28
広域変成岩							15	42	32	6	15	33
火成岩深成岩	71	144	63	56	97	59	33	62	47	19	35	40
火成岩火山岩							19	35	52	8	17	43
火山性堆積岩							29	64	40			

4.3　各岩種別力学的特性

以上の調査結果より判断される、各岩種毎の力学的特性と、考察を次に示す。

①古中生代堆積岩：せん断強度、変形特性ともに、現慣行の岩盤分類とは概ね相関性を持っているようである。古中生代堆積岩には割れ目の発達したものが多く、せん断強度は他の岩種と比較して幾分小さ目に出ている。岩級の上階級と下階級で弾性係数が大きく異なるのも、割れ目の頻度とその風化度に起因しているものと推定される。また、今回収集したデータには粘板岩が多く、この岩は一般に砂岩やチャートと比較して、岩石の硬さが劣り節理が発達していて風化の影響を受け易いものとされている。

②広域変成岩：せん断強度は幾分小さ目に出ているが、岩級とは良い相関性を有している。一般に片岩類は片理面沿いにはく離し易い弱点を有すると云われているが、今回の調査においては、これらの要素がうまく岩級に盛り込まれていたものと推定される。

③火成岩深成岩：比較的割れ目の少ない岩である為に強度的には大きな値を示している。集収したデータには花崗岩が多く、この岩は地域的に風化されやすい鉱物を含むものがあり、データのバラツキが大きい理由として考えられる。

④火成岩火山岩：ほとんどのデータが第三紀のもので、冷却節理が発達しているが、割れ目には夾雑物が流入して再固結しているものが多く、D／Eの値が大きなことからも、その緩みは小さかったものと推定される。また強度的にも他岩と比較して平均的な値を示している。

⑤火山性堆積岩：新第三紀火山性堆積岩の凝灰角礫岩がほとんどであり、上載荷重の大きさによって基質の固結度が異るが、割れ目の発達は少なく、風化の影響は受け難いものである。今回の調査によると、せん断強度及び弾性係数共他の岩種と同程度かそれ以上の値を示したものであり、基質の固結度も高く、堅硬な礫の径が比較的大きなものが多かったものと推定される。

5.　今後の問題点

今年度の整理では、現在行なわれている岩盤分類とダムの設計に使われている力学的数値とは、概ねその関連性を有することが解ったが、都道府県の補助ダムでも、原位置試験を実施しているダムは、相当数にのぼるため、これらの資料収集に努め、ダム基礎岩盤の地質別岩盤分類の等級に応じた物性値の精度を更にあげたいと考えている。

また、今回の資料整理にあたって、岩盤分類別と概ねその対応性を示したことは、現在の岩盤分類法が、割れ目の頻度とその状態を分類要素にしてとり入れていることを考慮すると、力学的数値には割れ目がかなりの影響を与えていることが推察される。従って、次年度にはこの割れ目の頻度、荷重との方向性、割れ目の風化状態に分類基準をおいて整理検討を行なうことを考えている。

4. 水資源開発施設の設計の合理化および標準化に関する調査

4.1.1. ダムおよび付属構造物の応力解析手法に関する調査

ダム構造研究室　室　長　水野光章
研究員　永山　功
研究員　安田成夫
研究員　新高庸介
矢沢克敏
白江健造

1. はじめに

コンクリートダムは大別して2次元設計を行う重力ダムと3次元設計を行うアーチダムに分類される。重力ダムの場合、2次元設計という条件の単純化、また発生応力が小さいという構造上の特質から、簡便的な設計手法が大系化され，今日に至っているが、アーチダムの場合、いまだ正確な方法として正当化されている計算手法がなく、最終的な応力検証法として模型実験が行われているのが現状である。これは3次元設計という条件の複雑さのほか、材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用するという構造的特徴にも起因している。

アーチダムの応力解析法として、従来の荷重分割法に代って有限要素法を利用しようという試みは古くから行われているが、解析モデル要素分割の粗さから、必ずしも最終的な応力検証の手段には至っていないのが現状である。しかし、アイソパラメトリック多節点要素の利用、またいわゆるスーパーコンピュータによる大マトリックス演算の高速化というような数値解析技術の発達によって、3次元有限要素法による解析は極めて精度よく行われるようになってきており、アーチダムの最終的な応力検証法としての有限要素法の利用も現実のものになっている。

このようなことから、本年度はアーチダムの要素自動分割プログラムを作成するとともに、その解析精度の検証を試みた。

2. 研究目的

有限要素法を利用したアーチダムの応力解析手法を確立するとともに、曲線重力ダムを初めとした3次元構造物としてのダムの応力解析法の確立を目指す。

3. 研究方法

(1) 3次元有限要素法の精度の検討。

(2) アーチダムの要素自動分割プログラムの作成。

(3) 有限要素法を用いたアーチダムの最終的な応力検証方法の確立。

(4) その他3次元構造物としてのダムの応力解析法の確立。

4. 研究結果

4.1 使用プログラムの概要

今年度から、従来使用していたＡＳＫＡ、ＡＤＡＰ－２に代ってＭＳＣ－ＮＡＳＴＲＡＮを利用した解析を試みた。これは、使用要素特性や内部演算に多くの改良が加えられ、より短時間に精度よい解析が行われることが確認されたためである。

ＭＡＳＴＲＡＮでは、図－１に示すＨＥＸＡと呼ばれる20節点要素を基本としている。この場合、その変位関数は局部座標系 ξ、η、ζに対して次式で表わされる。

$$U = \Sigma N_i(\xi, \eta, \zeta) U_i$$

ここに、U_i は節点変位であり、N_i は次式で表わされる。

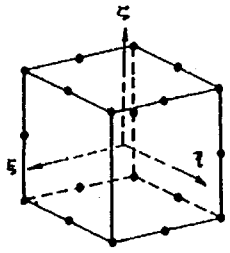
長方形の端節点に対して；

$$N_i = \frac{1}{8}(1+\xi_0)(1+\eta_0)(1+\zeta_0)(\xi_0+\eta_0+\zeta_0-2)$$

$$\xi_0 = \xi\xi_i \ 、\quad \eta_0 = \eta\eta_i \ 、\quad \zeta_0 = \zeta_i$$

代表的な辺の中点（$\xi_i = 0$、$\eta_i = \pm 1$、$\zeta_i = \pm 1$）に対して；

$$N_i = \frac{1}{4}(1-\xi^2)(1+\eta_0)(1+\eta_0)$$

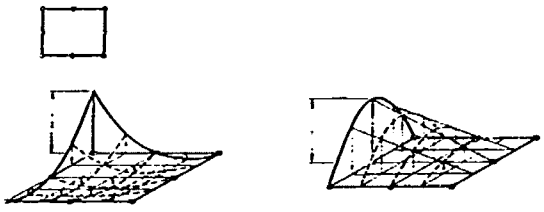


図－１　20節点要素

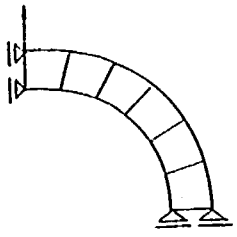
である。ここに ξ_i 等は節点座標である。要素の変形特性を図－２に示す。

4.2 基本的な精度の検討

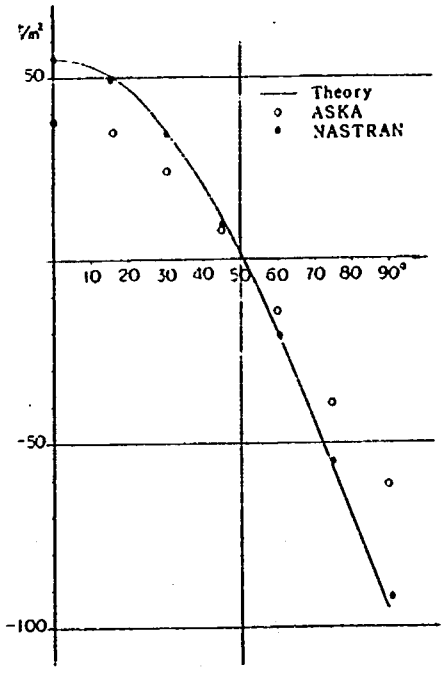
３次元有限要素法の精度については既に前年度報告に述べてあるので詳しくはここでは割愛する。ただ一例として、いかり円輪の解析例を図－３，４に示す。ＡＳＫＡに比べてＮＡＳＴＲＡＮの精度が向上していることがわかる。



図－２　各節点の単位変形



図－３　いかり円輪モデル

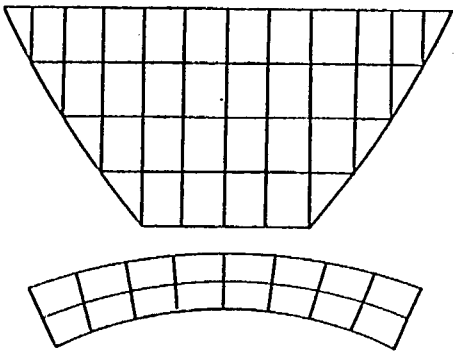


図－４　いかり円輪内側接線方向応力

4.3　解析モデルと自動要素分割法の概要

プログラムはダム堤体と基礎岩盤の要素分解を自動的に行い、また外力データを自動的に作成する能力をもっている。

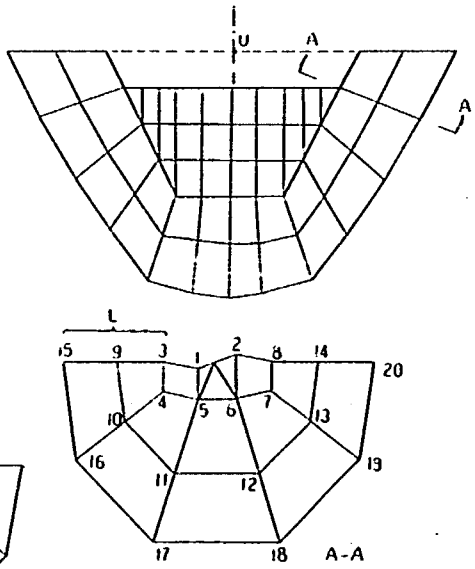
ダム堤体の要素分割の概念図は図－5のとおりであり、基本的には荷重分割法における片持梁要素、アーチ要素の作成と同じ方式を採用している。すなわち、各要素の水平な半径方向の陵を含む鉛直な平面は、常に天端の定点のうちの1つを通るように定められている。



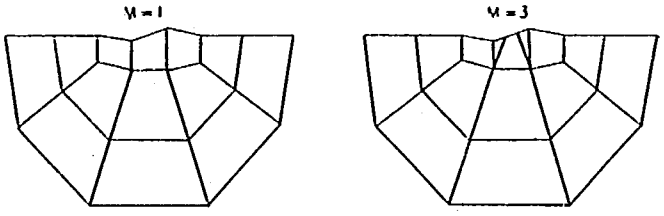
図－5　ダム堤体の要素分割

また荷重分割法との大きな違いとして、底面標高で、アーチ方向に複数個の要素分割が可能なようにプログラム化がなされている。これによって下部標高における要素分割の粗さを解消できるようになっている。また、厚さ方向にも3つまでの分割が行えるようになっており、ここでも精度の向上が図れるようになっている。

次に、基礎岩盤の要素分割の概念図は図－6のとおりである。A－A断面は、アーチダム着岩部の点1、2を除いてX軸に平行な同一平面にある。また、この平面は、ダム天端よりダム高hの半分の高さにあるZ軸上の点Uを通るように定められている。また基礎岩盤の境界（固定点）は、辺1、2の中点を中心とする半径hの円上の点である。基礎岩盤の厚さ方向の分割数Lは4までとれるようになっている。堤体の分割が1ないしは3の場合、着岩部の分割は図－7のように分割することになっている。なお、



図－6　基礎岩盤の要素分割



図－7　基礎岩盤の要素分割(2)

点９～14より外では中間節点を省略している。

この時、使用要素数と節点数の関係は表－１のとおりである。

表中、

M；ダム堤体の厚さ方向の分割数

N；ダム堤体の高さ方向の分割数

N′；ダム堤体のアーチ方向の分割数の半分（片岸の分割数）

L；基礎岩盤の分割数

である。

表－１　使用要点数、節点数

○使用要素数

M＝1　N′＝2				
N＼L	1	2	3	4
6	210	300	390	480
7	244	344	444	544
8	280	390	500	610

M＝2　N′＝2				
N＼L	1	2	3	4
6	312	402	492	582
7	368	468	568	668
8	428	538	648	758

M＝3　N′＝2				
N＼L	1	2	3	4
6	378	468	558	648
7	452	552	652	752
8	532	642	752	862

○使用節点数

M＝1　N′＝2				
N＼L	1	2	3	4
6	951	1065	1179	1293
7	1117	1243	1369	1495
8	1295	1433	1571	1709

M＝2　N′＝2				
N＼L	1	2	3	4
6	1293	1407	1521	1635
7	1538	1664	1790	1916
8	1803	1941	2079	2217

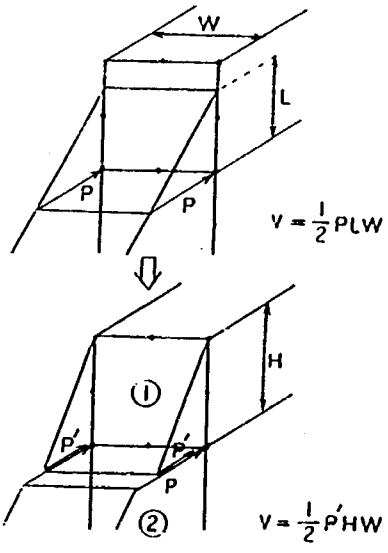
M＝3　N′＝2				
N＼L	1	2	3	4
6	1599	1713	1827	1941
7	1919	2045	2171	2297
8	2267	2405	2543	2681

4.4　荷重の算出と組合わせ

プログラムにおいては、以下の荷重に対する節点力データが自動的に算出される。①自重　②静水圧　③動水圧　④堆砂圧　⑤地震時慣性力　⑥温度荷重、各荷重について、２，３を除いて特に説明することはないが、以下の点に注意する必要がある。

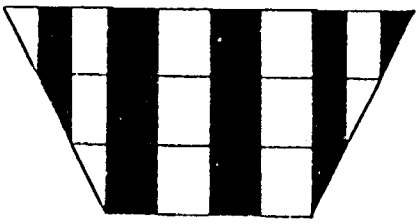
水位と節点のＺ座標が一致しない時は、図－８のように水圧分布を読み直すことになっている。従ってなるべく両者をあわせることが望ましい。

次に、自重については、完成後のダムに一体に作用させる場合と、ジョイントグラウチングを考慮して片持梁要素のみに作用させる場合の２つが考慮されている。後者の場合、図－９のように、１つおきに片持梁の剛性、単位体積重量を０



図－８　水圧の換算

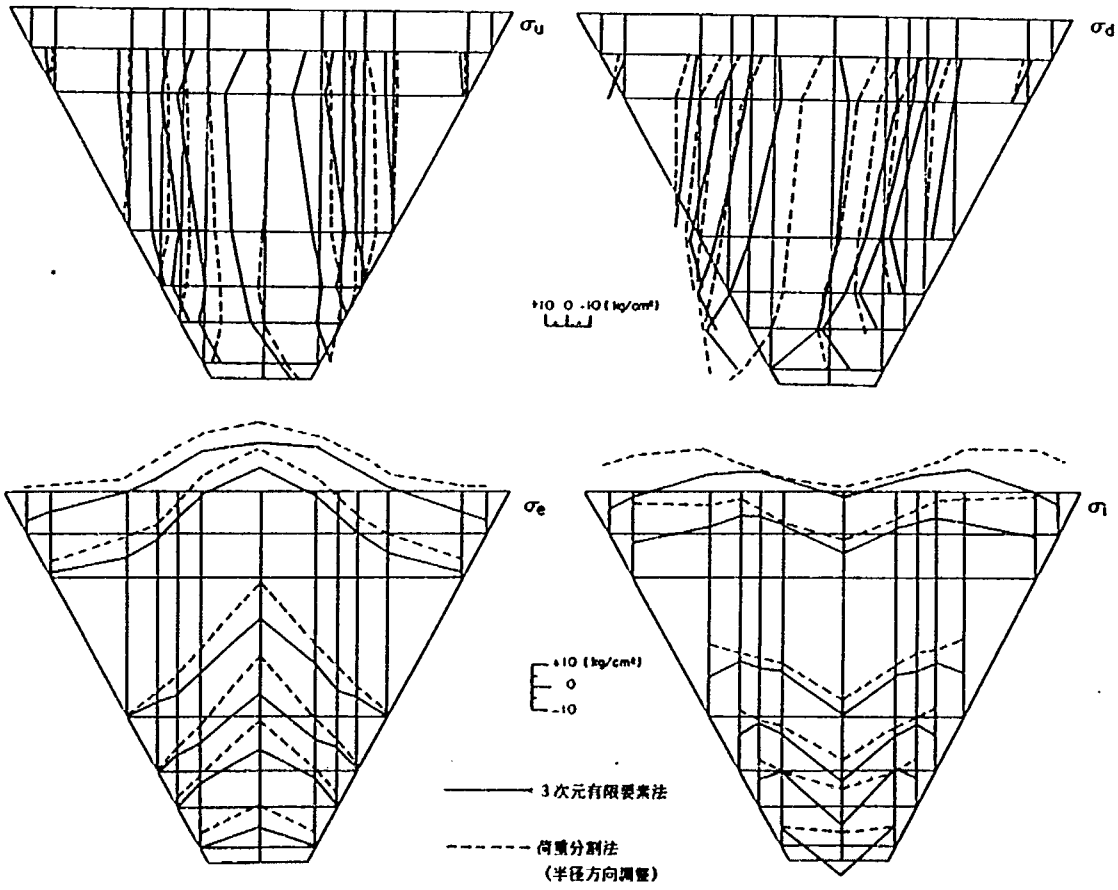
とした解析を行い、その結果を重ね合わせることによって応力解を求めることにしている。この場合、応力については加算、変位については平均値を用いることにしている。この際変位については若干の矛盾を生じることに注意されたい。



図－9　自重の考え方

4.5　有限要素法による解析例

前述の如く、MSC－NASTRANを利用した3次元有限要素法は、いかり円輪のような比較的単純なモデルに対してはかなりの精度を持つことが判明しているが、実際のアーチダムまたは曲線重力ダムの応力解析法として用いる場合、その精度が解析に用いる要素数との関係においてどの程度に評価できるかを知る必要がある。幸にしてアーチダムとその周辺基礎岩盤の要素自動分割プログラムが完成して入力方法が簡便化し計算時間もかなり短縮されるようになったので、現在実際に供用状態にあるSアーチダムの堤体形状を用いて応力解析を用い、荷重分割法による解析結果と従来考えられてきた荷重分割法と模型実験の関係を踏まえながら比較検討してみる。



図－10　3次元有限要素法と荷重分割法の比較

1）クラウン下部標高における片持梁上流面応力については、3次元有限要素法と荷重分割法は、同じような傾向を示す。つまり、3次元有限要素法による解析では、従来荷重分割法と模型実験との関係で述べられてきたような、15～30$^{kg}/_{cm^2}$の圧縮側への移行という傾向は表われず、依然として10$^{kg}/_{cm^2}$前後の引張応力が発生している。

2）片持梁下流面応力は、両解析法とも同じ傾向で変化しているが、3次元有限要素法の結果は荷重分割法と比べ10$^{kg}/_{cm^2}$前後引張側の値を示している。

3）アーチ応力は、全体的に荷重分割法の方が、3次元有限要素法に比べ大きな値となっており、この差は上部アバットメント附近で最も大きい。

以上今回の解析結果のみから、3次元有限要素法の精度を評価することは難しいが、模型実験等との傾向比較によると、アバットメント附近での差が目に付く。これは、今回基礎岩盤の要素を一層として解析したことを考え合わせると、この部分での要素分割が粗すぎたことにより精度が低下している可能性を示すといえる。

5. 今後の問題点

有限要素法は、従来の種々の解析結果から類推して十分な精度を持った解析法であると考えられているが、アーチダムを適用した例は少なく、解析方法としての信頼性が十分得られているとはいえず解析に用いる妥当な要素数というものもほとんどわかっていない。今回の解析結果から基礎岩盤の分割要素数が不足していた可能性が考えられるので、今後さらに分割数の増減に伴なう変化を調べるとともに、今回3次元有限要素との比較に用いた模型実験の結果も、水圧をジャッキで作用させていること、堤体底部の岩への接着状態等若干の問題もあるようであり、それらの検討も合せて進め、アーチダム等への3次元有限要素法を用いる解析手法の確立を目指したい。

5. ダム耐震設計法に関する調査

5.2. コンクリートダムの耐震設計法に関する調査

5.2.1. コンクリートダムの動的挙動解析に関する調査試験

ダム構造研究室 室 長 水野光章
研究員 永山 功
研究員 安田成夫
白江健造
増田基晴

1. まえがき

耐震工学は地震多発地帯である我国においてその端を発した感があり、1981年の美濃地震による被害の調査によって先鞭がつけられたと言えよう。

現在用いられている震度法は、地震力を静力学的に取扱うものであり、建築物に対する佐野震度が最初である。ダムにおいては1930年竣工の小牧ダム以後地震力が考慮されるようになり、現在に至っている。しかしながら近年ダムサイトとしての適地が少なくなり、しかも地震活動度の高い地域にダム高100m以上のコンクリートダムを建設する機会が増えており、地震に対するダムの安定性をより合理的に評価する耐震設計法の確立が望まれている。

近年、地震力を動力学的に取扱う方法は、有限要素法の開発とともに進捗している。しかし、実用に供するには尚多くの問題を含み、コンクリートダムにおいても、貯水池の評価・基礎岩盤との相互作用・3次元的取扱いは未だ不充分である。これらの問題の検討には、振動模型実験は力学的手法であり、当研究室では先年度より振動模型実験の準備および検討を行っている。

2. 試験目的

本年度では、先年度に製作した模型振動箱（4m×4m×1m）の内に、基礎岩盤は石膏で、堤体模型は応答加速度が入力加速度に対してある程度増幅される弾性体；プラスチゲルを材料として振動模型を製作した。

計測には小型の加速度変換器を堤体模型内に埋込み、石膏とプラスチゲルの付着性・模型の線形性あるいは湛水による堤体への影響等について検討を行った。

3. 試験方法

3.1 模型材料

振動実験に用いた材料は、基礎岩盤が弾数係数41,000 kg/cm² ～ 46,000 kg/cm²の石膏で、ダム堤体は弾性係数4.0 kg/cm² ～ 4.3 kg/cm²のプラスチゲル（塩化ビニールを主体とし、これにジフタル酸ジオクチルを加えたもので、これを170°C前後の温度で加熱すると相転移を起こし均質なゲル状

となり、常温まで冷やすと弾性に富んだ樹脂体となる。)である。石膏は珪藻土を使用していない。また、プラスチゲルの特長としては次の事項が挙げられる。

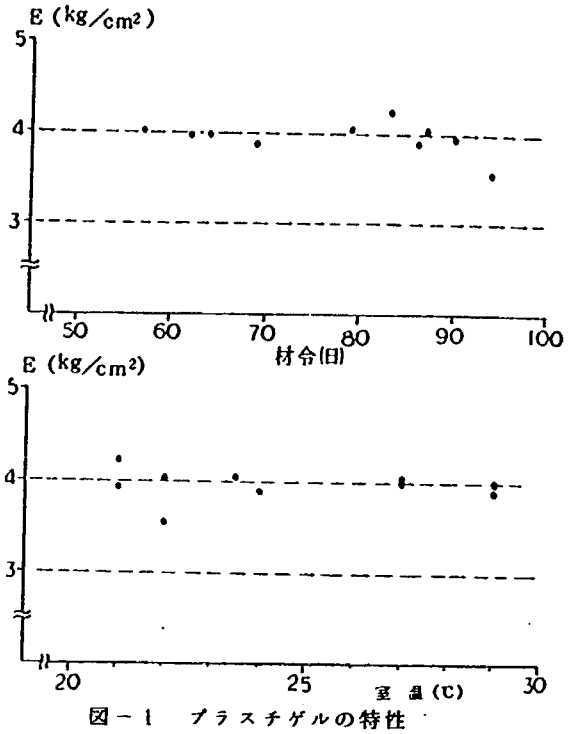
(1) 密度・弾性係数などの材料特性が長期間変わらない。

(2) 加熱作業に難点はあるが加工・整形が容易である。

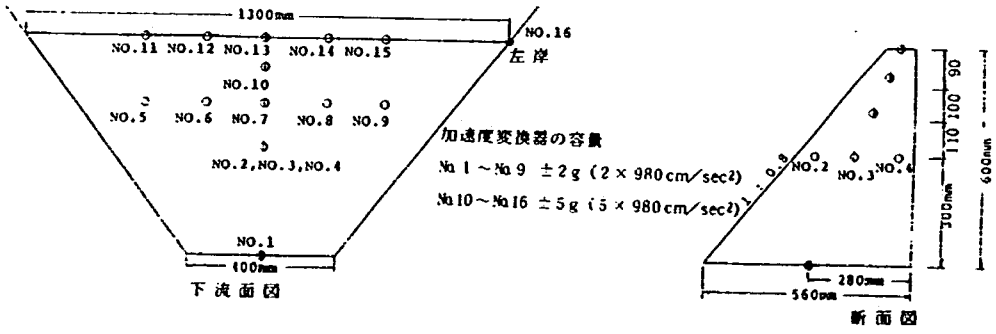
プラスチゲルの弾性係数の温度による影響は、先年度検討したプラスチゲルに対して弾性係数が8～10倍と高かったことと、試験範囲が21℃～29℃と狭いためにばらつきは小さかった。

なお、弾性係数測定用の供試体はダム堤体製作時に、φ5cm×10cmのモールドによって製作したものである。

プラスチゲルの弾性係数と試供体製作日からの材令および試験時室温との関係は図－1の通りである。



図－1　プラスチゲルの特性



図－2　加速度変換器の配置

3.2　振動模型の概要

堤体模型の諸元および加速度変換器の埋設位置は図－2に示すが、特定のダムをモデル化したものではない。

加速度変換器は堤体内に15個、模型天端標高基礎岩盤左岸に1個、合計16個設置した。計器の感度方向は上下流方向とし、計器の容量は堤体の上

模型の諸元	
堤高	600 mm
堤頂長	1300 mm
下流面勾配	1：0.8（上流面鉛直）
弾性係数	4.0 kg/cm²
単位体積重量	1.11 g/cm³
ポアソン比	0.5

位標高ほど応答加速度が大きくなるので、No.10～No.16は±5×980cm/sec²、No.1～No.9は2×980cm/sec²とした。また、加速度変換器No.1、No.3、No.7、No.10、No.13は堤体模型断面の中心線上に配置されている。

3.3 試験条件

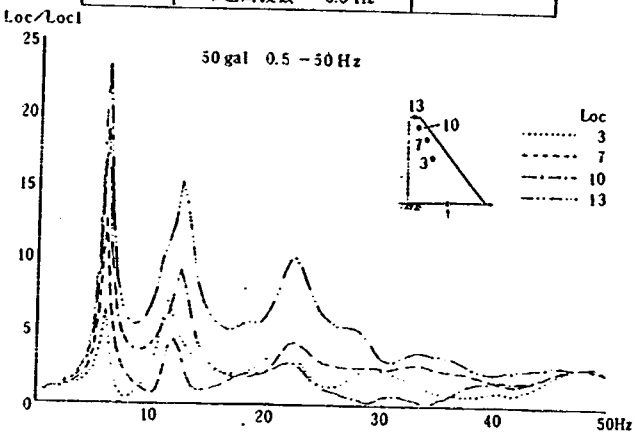
試験は、ダム耐震実験棟の振動台（4m×4m、水平一方向および鉛直方向加振加能、加振最大重量40t）により実施した。

加振入力波は、正弦波と実地震波で、加振は水平一方向である。正弦波は、25gal～300gal、25gal毎に最大加振加速度を固定して周波数を0.5Hz～50Hzまで0.5Hz刻みに漸変させた。実地震波は卓越周波数の異なる2種類の波を選んだ。

貯水池は最大加振加速度50galの周波数スウィープ試験において、貯水深49cmを設定した1ケース以外は貯水池空虚で試験を行った。

表－1 試験条件

加振入力波		貯水池
正弦波	周波数スウィープ試験 固定加速度 25gal～300gal：25gal毎	空虚
	周波数スウィープ試験 固定加速度 50gal	49cm (0.82)
実施震波	鶴代EW 最大加速度 350.35gal 卓越周波数 4.2Hz	空虚
	吉浦FX 最大加速度 48.0gal 卓越周波数 0.8Hz	

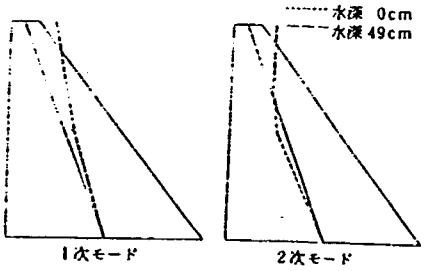


図－3 応答倍率曲線

4. 試験結果

4.1 正弦波による周波数スウィープ試験

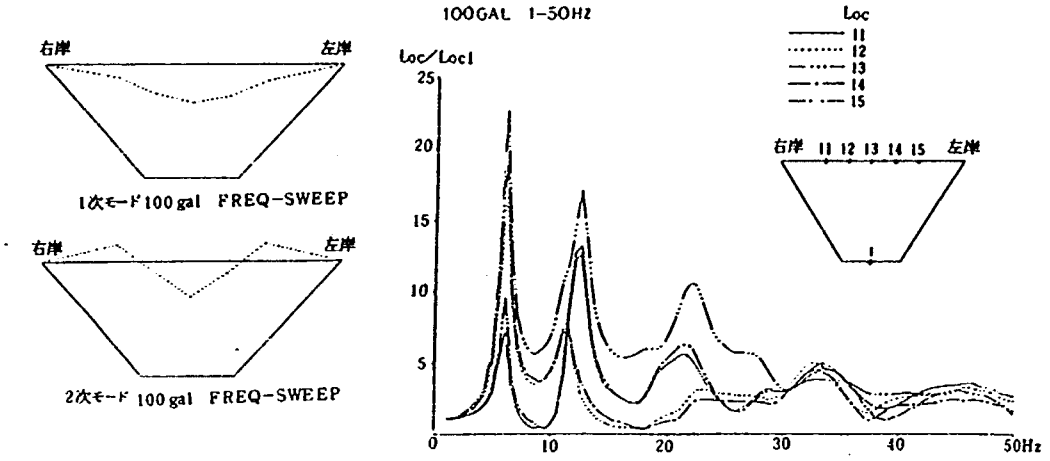
堤体模型中央部断面の中心線上に埋設した加速度変換器について、応答倍率曲線を図－3に示す。横軸は加振周波数、縦軸は計器No.1に対する各計器の応答加速度の倍率を表わしている。1次の固有周波数は6Hzである。上位標高の加速度変換器ほど応答倍率が大きくなっており、天端位置で23.4倍である。2次の固有周波数は11～12Hzであるが、1次のように各計器の固有周波数の一致は見られない。ここでは中位標高のNo.3の応答倍率が、それより上位のNo.7よりも大きくなっている。これは、No.3とNo.7の中間に節を有する、模型の2次の振動モードに対応している。（図－4参照）



図－4 振動モード

図－5は、模型の天端位置に埋設した加速度変換器の応答倍率曲線である。1次の固有周波数では中央部の計器ほど加速度応答量が大きくなっている。2次の固有周波数ではNo.12、No.14とNo.11、No.15の応答倍率が逆転しており、No.11とNo.12の中間、No.14とNo.15の中間に節を有する2次の

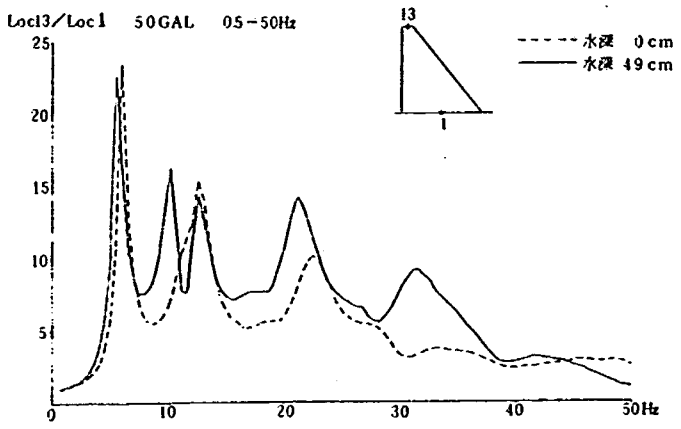
対称モードに対応している。



図－5　応答倍率曲線と振動モード

4.2.　湛水による影響

動的解析において、動水圧の評価法として有力なものは、現在のところ2方法がある。それらは、動水圧を付加質量として扱うWestergaard流と貯水池を副構造物として扱うChopra流である。両者は3次以降の固有周波数では、応答曲線に相異が現われてくるが、いずれも貯水池の存在によって応答倍率が大きくなり、さらには固有周波数が小さくなる傾向にある。



図－6　応答倍率曲線

図－6は、貯水池水深が0cm（破線）の場合と49cm（実線）の場合について天端の応答倍率を示したものである。2次以外の固有周波数では、貯水池の存在により固有周波数が小さくなっている。また、空虚時における1次と2次の固有周波数の間に新たな固有周波数が表われている。これは、貯水池の存在に起因していると考えられ、Chopra流の動水圧の評価においても1次と2次の固有周波数の間に、これほど顕著ではないが倍率の卓越した周波数が表われており、興味深い現象である。また、貯水池空虚時には判別しにくかった4次の固有周波数が、湛水時（49cm)には顕在化している。

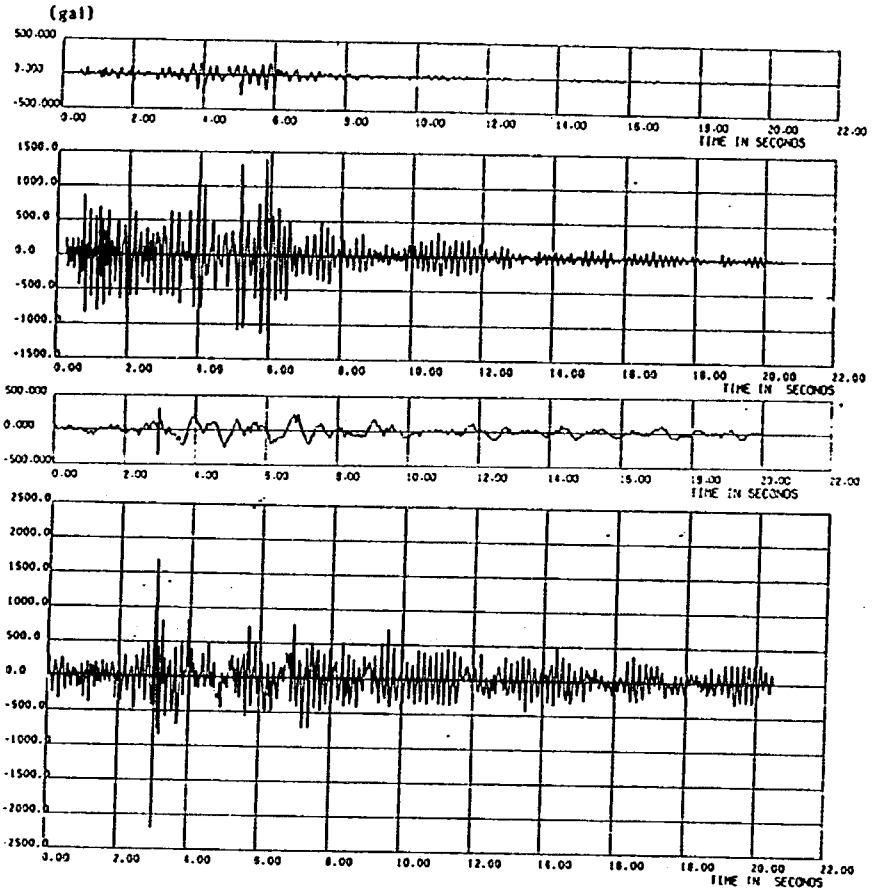
4.3.　実地震波による試験とＥＡＤＨＩによる解析

No 1 （河床）
網代ＥＷ－実験

No 13 （天端）
網代ＥＷ－実験

No 1 （河床）
皆瀬ＦＸ－実験

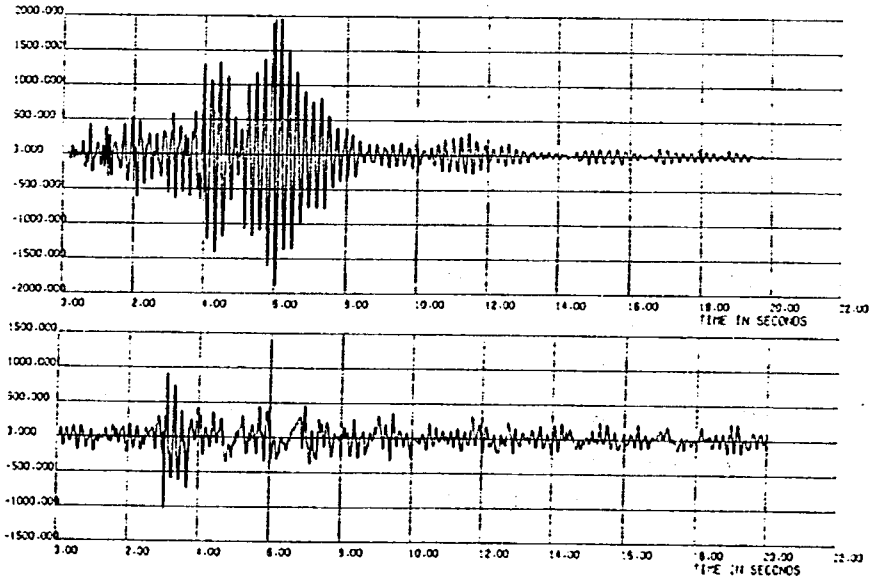
No 13 （天端）
皆瀬ＦＸ－実験



図－７　応答加速度時刻歴図、河床・天端（実験）

No 13 （天端）
網代ＥＷ
－ＥＡＤＨＩ

No 13 （天端）
皆瀬ＦＸ
－ＥＡＤＨＩ



図－８　応答加速度時刻歴図、天端（ＥＡＤＨＩ）

本試験では、表－1に示すように卓越周波数の異なる2種類の実地震波を入力した。ただし最大加速度は堤体模型底面の加速度変換器No.1において、300gal ～ 400galとなるようにした。

図－7の網代ＥＷは、卓越周波数が4.2Hz、皆瀬ＦＸは卓越周波数が0.8Hzで、模型の、1次の卓越周波数は6.0Hzである。図中において模型No.1で記録された加速度は、網代ＥＷでは高周波成分よりも低周波成分が強調され、皆瀬ＦＸでは高周波成分が強調されている。天端で記録された加速度は、網代ＥＷ、皆瀬ＦＸともに高周波成分が増幅され起伏が著しい波になっている反面、低周波数の影響が少なくなっている。このことは、皆瀬ＦＸで顕著である。

次に、加速度変換器No.1での応答波を、動的解析プログラムＥＡＤＨＩの入力波とし、天端の応答加速度を求めたのが図－8である。網代ＥＷの場合、はじめの4秒までは実測の方が応答量が大きくなっているが、最大応答加速度は計算値が1972galに対して、実験値は1410galとなっている。また低周波成分の影響は計算値の方によく現われている。皆瀬ＦＸでは、8秒以降において実験値の方に低周波成分の影響が計算値よりも現われている。最大応答加速度は、実験値が－2200galに対して計算値が－1003.5galと半分以下になっている。2つの地震波において、実測値と計算値の応答加速度の大小関係が逆転している。計算値では、網代ＥＷに対する応答倍率が6.7倍に対して皆瀬ＦＸでは2.7倍実験値では網代ＥＷが4.8倍に対し皆瀬ＦＸは5.9倍である。網代ＥＷの卓越周波数は模型の1次の固有周波数に近いために、計算値では網代ＥＷの応答倍率が大きくなっていると考えられるが、実験値については堤体模型と基礎岩盤模型の接着・振動箱の振動特性による影響などが考えられ今後の検討が必要である。

5. まとめと今後の問題点

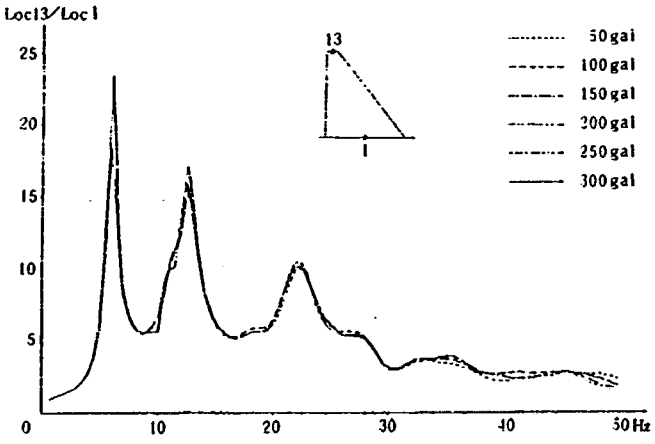
今回の予備試験で、次のような結果が得られた。

(1) 計測として加速度変換を模型内に埋め込んだが、この種の模型の振動性状を把握するのに適当である。

(2) 石膏とプラスチゲルとの付着性については、瞬間接着剤で良好な付着が得られ、振動実験の繰返しに対しても良好である。

(3) 模型の線形性については、50gal ～ 300galにおいて応答倍率曲線は重なっており線形性があることがわかった。（図－9参照）

(4) 湛水することにより、模型の1次と2次の固有周波数の間に新たな共振周波数が出現する。さらに応答倍率が空虚時に比べて全体的に高くなる。



図－9　応答倍率曲線、天端

来年度は、今年度に製作した曲線重力ダム模型を用いて

(1) 貯水池の影響、応答倍率に現われた現象の詳細な検討。

(2) 鉛直入力波と水平入力波の位相差が、模型の応答に及ぼす影響を検討。

(3) 貯水池が存在するときの鉛直入力波の影響。

などについて検討するとともに、実地震入力波に対する実測値と計算値との相違についても検討を加える。

今後、目的としては吟味を必要とするが次の事項を考えている。

(4) 基礎岩盤の影響：地震波が堤体に伝わり再び基礎岩盤に戻る逸散減衰は減衰定数に大きくかかわると考えられる。

(5) ジョイントの影響：嵩上げダムも含め建設ジョイントが堤体の地震時挙動にどのように影響を及ぼすか。あるいはジョイントからの振動エネルギーの逸散が減衰定数にどの程度影響を及ぼすか。

7. 貯水池の再開発技術に関する調査

7.1. コンクリートダムの再開発に関する調査試験

7.1.1. コンクリートの嵩上げに関する調査

ダム構造研究室　室　長　水野　光章
研究員　永山　功
研究員　安田　成夫
矢沢　克敏
片平　博

1. まえがき

工業用水・都市用水・水力発電などの水資源開発、あるいは治水を目的とするダム建設の需要は、一層増すばかりであるが、用地取得の困難さから1つのダムの完成には長年月を必要とし、また地質、地形条件から見たダムの適地は少なくなってきているのが現状である。このような情況を踏まえて、既設のダムに放流管を新たに設けたり、嵩上げを行ったり、貯水池機能の向上を計るダムの再開発がいくつかのダムで行われ、さらに今後多くのダムで実施が予定されている。

我国では、コンクリートの嵩上げをする場合、既設ダムの嵩上げを前提としたものでないだけに嵩上げ方式は、新コンクリートを下流面に平行に打設して堤高を増やす方式が専ら用いられている。これは、新堤体を旧堤体の三角形断面に相似に施工するために、旧堤体に付属する洪水吐が工事中の全期間もしくは一時期使用不能となるため、貯水池の現機能を維持できなくなり、この対応策が大きな問題となっている。

嵩上げダムの設計・施工については、新旧コンクリートの打継目が将来に渡って接着した状態にあるか、あるいは、新旧堤体の打継目が離れた場合に堤体の安定にどのような影響が現われるかが興味の対象となっている。

2. 研究目的

嵩上げコンクリートダムの設計施工で問題となる事項としては、次のものが挙げられる。

(1) 新旧堤体コンクリートの弾性係数の相異による影響

(2) 基礎岩盤の弾性係数の相異による影響

(3) 貯水位による影響（施工時水位による影響も含む。）

(4) 新旧堤体の打継面の影響

(5) 新コンクリートの硬化熱による温度応力の影響

項目(1)(2)(3)については、一般的なモデルダムを用いた2次元弾性計算を行った結果、問題とならないことが先年度において明らかになっている。

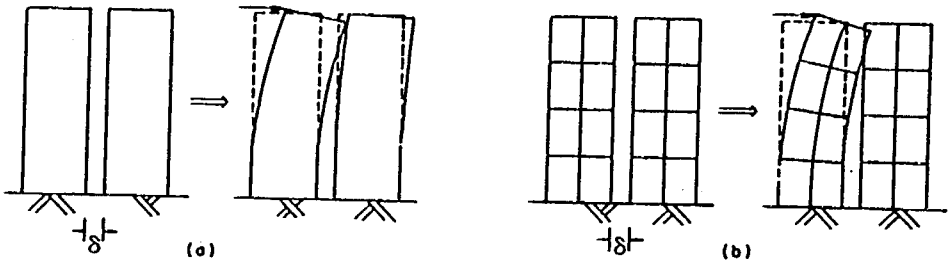
項目(4)に関しては、旧堤体下流面の打継目において新旧堤体が一体化していないとして2次元弾性計算を行った。その結果、新たに加わる荷重（新たに加わる静水圧、新堤体自重）に対して打継目は

密着する傾向にあることが分かった。この計算において堤体に作用する荷重は、旧堤体の下流面からは伝達されず、新旧堤体が接着して一体化している部分からのみ伝達される。しかし、実際には旧堤体下流面において新旧堤体が一体化していなくとも、堤体が新たな荷重（例えば新堤体自重）を受けると新堤体が下方向へたゆみ、旧堤体にもたれかかるようにして荷重を伝達することは理解できることである。

そこで、今年度においては嵩上げダムを非連続体と仮定した場合の非連続応力解析の適用性と、嵩上げ施工中のダムの打継目実測記録について若干の検討を行ったので報告する。

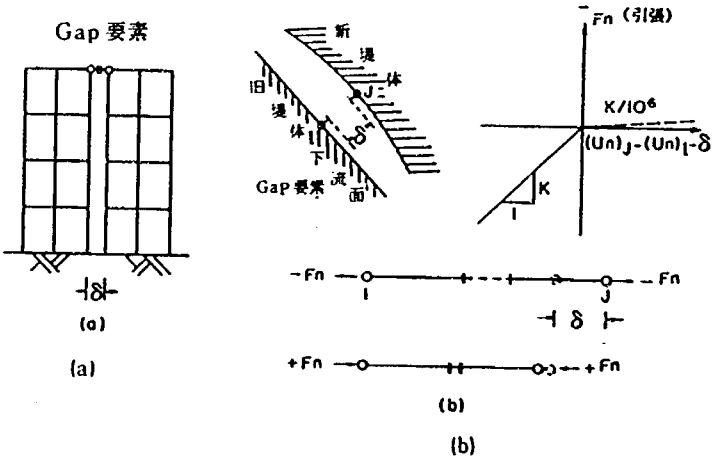
3. 研究方法

3.1 非連続応力解析の特徴



図－1　2構造物の解析

本解析は、2構造物が初期状態において間隔δだけ離れている場合に、圧縮力は伝達するが引張力は伝達しないGap要素を2構造物間に設定して応力解析を行うものである。



図－2　Gap要素の特性と応用

図－1のようなモデルの場合、現実には(a)に示す挙動を構造物は呈するが、単純に2次元F.E.M弾性計算を行うと荷重を受けた構造物が(b)のように変形してしまう。そこで図－2(a)に示すようにGap要素を設けて図－1(a)の挙動を解析するわけである。本研究では、打継目において新旧堤体が一体化していない状態に対してGap要素を応用するものである。(図－2(b)参照)

Gap要素は図のような特性を持っており、節点I Jの間隔がδ(初期の間隔)未満の時Gap要素

I；旧堤体の節点

J；新堤体の節点

K；Gap要素の弾性係数（K＝100 Ec）

$(Un)_I$；I節点の変位

$(Un)_J$；J節点の変位

Fn；Gap要素に作用する力（但し引張は負）

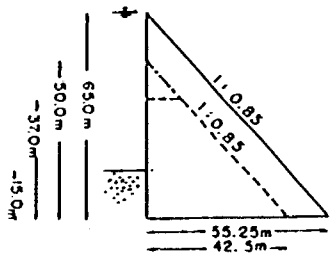
図－2(b)　Gap要素の特性

はKなる弾性係数をもって荷重（圧縮力）を伝達し、接点ＩＪの間隔がδ以上のときGap要素は弾性係数$K/10^6$で荷重を伝達する。したがって引張力はほとんど伝達されないわけである。

3.2. 解析モデルダム

解析するモデルダムの断面は、図－３を用いた。この断面は、先年度において２次元弾性計算を行ったときのものと同じである。その際の各諸元は次の通りである。

新堤高	65.0 m
嵩上げ高	28.0 m
堆砂位	15.0 m
下流勾配	0.85
コンクリート単位体積重量	$r_C = 2.3\ t/m^2$
土の水中重量	$\gamma_S = 1.0\ t/m^2$
水の単位体積重量	$r_W = 1.0\ t/m^2$
土圧係数	$C_e = 0.4$
コンクリートの弾数係数	$E_C = 2.5 \times 10^6\ t/m^2$
基礎岩盤の弾性係数	$E = 5.0 \times 10^5\ t/m^2$



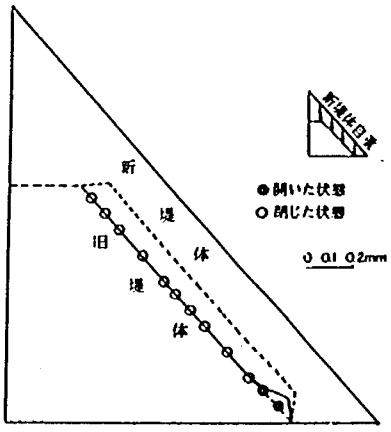
図－３　解析モデルダムの断面

4. 研究結果

4.1. 非連続応力解析

先年度において、新旧堤体打継目の連続を取り去り単純な２次元ＦＥＭ弾性計算を行ったところ、打継目は閉じる傾向にあることが示された。そこで、新たに作用する新加静水圧・新堤体自重が打継目に対して及ぼす影響について、非連続応力解析を用いて検討した。

非連続応力解析では、新旧堤体打継目の初期状態として旧堤体下流面部分が$\delta = 0.1$mmの等分布で開いている場合を想定した。図－４は、新堤体自重のみによる新旧堤体打継目の挙動を示したものである。図中の破線は、打継目の初期状態で0.1mmの開度を示している。また、○印は打継目が閉じていることを、◎印は、打継目が開いた状態で平衡を保っていることをそれぞれ示している。着岩部付近以外の新旧堤体打継目は、密着した状況にあるが、◎印の部分は初期開度0.1mmに対して0.065mm、0.017mmと開きは小さくなっている。したがって打継目は閉じる傾向にあると言える。

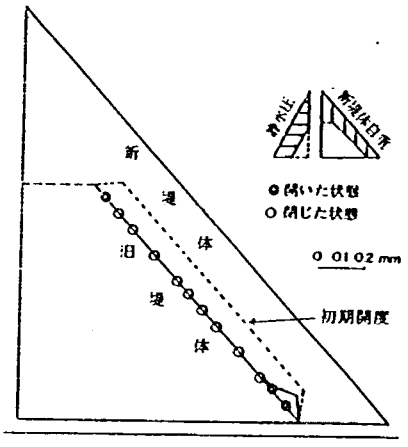


図－４　打継目の挙動(新堤体自重)

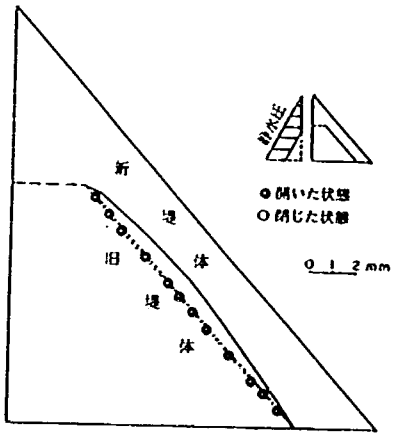
次に、新堤体自重の他に荷重として新加静水圧を付加したところ、図－５に示す結果となった。新たに加わる静水圧によって打継目の天端標高付近で打継目が開いた

状態となっている。さらに着岩部では開度が0.07mm、0.019mmで平衡状態となっており、荷重が新堤体自重のみの場合よりも若干開きが大きくなっている。このことからすると、新たに加わる静水圧は、新旧堤体打継目を開かせるように作用すると考えられる。図－6は、荷重として新加静水圧のみを作用させたときの打継目の挙動を示したものである。新旧堤体打継目は旧堤体下流面全体に渡って開いている。図中の破線が0.1mmの初期開度を示し、実線は荷重が作用した後の平衡状態で、最大0.816mmの開きである。

以上のことから、新堤体自重は新旧堤体打継目を閉じさせる傾向にあり、その荷重状態に新加静水圧が作用しても傾向は変わらない。しかし初期開度が0.0mmすなわち新旧堤体が一体化していないが接着した状態であれば開くことはないと言えるが、新加静水圧のみを荷重として作用させた場合、打継目が開く傾向にあることがわかった。ただしこれらについては、計算による解析と次に示す実測挙動から判断する必要がある。



図－5 打継目の挙動(静水圧,新堤体自重)

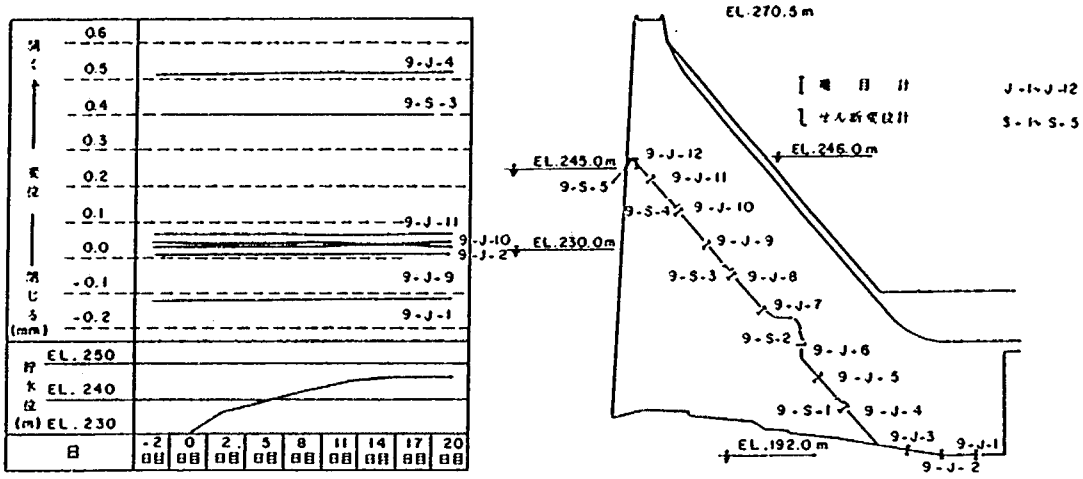


図－6 打継目の挙動(静水圧)

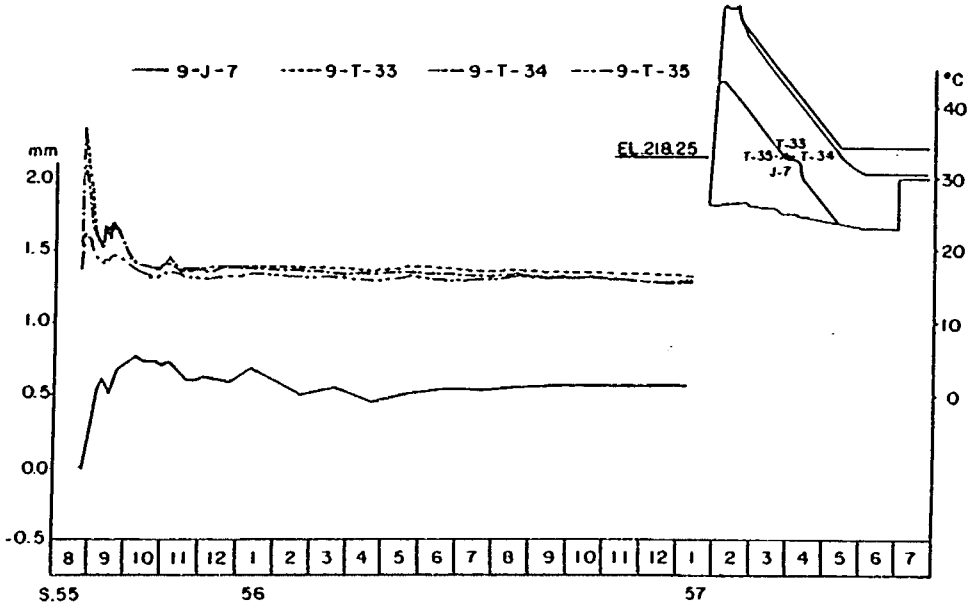
4.2. 嵩上げダムの実測による挙動

ここでは、現在嵩上げ施工中のダムの、新旧コンクリート打継目に埋設された継目計の挙動について述べる。Sダムは旧ダム53mを新堤高74.9mに嵩上げした重力ダムである。昭和56年11月から中間湛水を始め、貯水位はEL.231mから昭和57年2月15日現在EL.245.6mまで上昇した。継目計とせん断変位計は7BL.と9BL.に埋設され、9BL.の配置は図－7の通りである。これらの計器のうち新旧堤体打継目および新堤体着岩部の6個の継目計および、新旧堤体打継目のせん断変位計の変位を、湛水日を原点としてその前後の履歴を貯水位と合せて示してある。計器は施工中より開く傾向を呈し、最大で埋設時から0.57mmの開きを示したものもあるが、全ての計器には湛水に伴う変化は現われていない。

継目計の中には埋設時より開いている傾向のものがあるが、継目計の初期状態にかなりの影響を及ぼすと考えられる温度との関係を図－8に示す。9BL.のEL.218.25mの継目計および新堤体に埋設した2個の温度計と旧堤体に埋設した温度計の観測値である。旧堤体の温度計は打継目



図－7　貯水位の変動と打継目の挙動



図－8　堤体温度と打継目の挙動

から深さ50mのところに埋設され、新コンクリートの硬化熱の影響を受けた変化状況を示している。新堤体コンクリートの温度は、硬化熱が40℃近くまで上昇したあと急激に20℃まで下がっている。その後再び25℃まで温度が上昇しているが、これは上載リフトの硬化熱の影響と考えられる。継目計は、最初の温度降下に伴って開いているが、継目の再度の開きについては温度降下の影響があったとは言い難く、全体的にながめると、温度が安定状態に近づくにつれて打継目は開いたままで変動が小さくなっている。その後昭和56年11月には中間湛水を迎えるのであるが、打継目の開きには湛水による影響が現われていない。

以上のことから、打継目は打設コンクリートの温度降下によって開くことが示されているが、

継目計の初期値の設定誤差、埋設誤差（富配合コンクリートの影響）等を考慮しておかねばならない。また新堤体自重が作用した状態で、打継目が温度応力で開いた場合、嵩上げ堤体に新たに作用する荷重は付加静水圧となり、図－6の荷重状態となり開いた打継目はさらに開くことになる。しかし、実測では貯水位が旧天端までしか上昇していないこともあるが、打継目は少なくとも開く傾向になく、今後さらに貯水位を上昇させたときの打継目の挙動を観測して判断する必要がある。

5. まとめと今後の問題点

新旧堤体の打継目に影響を及ぼす荷重は、大まかには地震力を除くと貯水池荷重と新堤体自重である。貯水池荷重は、堤体を水平方向に変位させ打継目を開かせる傾向にあり、新堤体自重は鉛直下方向へ打継目を閉じさせるように作用し、両荷重が同時に作用した場合新堤体自重が支配的となり打継目は閉じる傾向にある。ここでは新旧堤体の打継目が0.1 mm離れた初期状態を想定したが、その際新堤体自重は既に作用しているために嵩上げ堤体に新たに作用する荷重は貯水池のみとも考えられる。しかし実際には、嵩上げ堤体が貯水池荷重を受けて下流側へたわむとき新堤体自重は、開く傾向にある打継目に対して抑止力的な作用をすると考えられ、打継目の実測挙動を検討しながら明らかにしなければならない。

次に新旧堤体打継目において接着が得られていない場合の堤体応力であるが、これには非連続応力解析が有力な手法であり、次の項目を考えている。

(1) 非連続応力解析と2次元F.E.M弾性計算との比較

(2) 新旧堤体打継目の初期開度が堤体応力に及ぼす影響

(3) ある初期開度をもつ打継目に新堤体の厚みが及ぼす影響

(4) 基礎岩盤の弾性係数の相異が、一体化していない新旧堤体に及ぼす影響

この他にも、新コンクリートの硬化熱による温度応力の、新旧堤体打継目への影響についても今年度から解析に着手する。

昭和57年度

河川総合開発事業調査費報告

1. ダムの基礎処理方法に関する調査

1.1. 破砕風化岩盤の基礎処理方法に関する調査試験

1.1.1. 破砕風化岩盤の止水工法及び力学的特性に関する調査試験

ダム構造研究室　室　長　藤沢　倪彦
主任研究員　斉藤　孝三
矢沢　克敏
片平　博
小林　政登

1. まえがき

ダム建設計画の多い近年は，破砕風化の進んだ岩盤を基礎とするコンクリートダムサイトも増えて来ている。破砕風化岩には，元々は硬岩であったのがキレツや割れ目から風化が進み軟弱化したものと，岩の構成鉱物が風化しやすい物質であるため互いの結合力が低下し軟弱化したものがあり，いずれも元の硬岩とは性質を異にするものである。一般的に力学的には強度が小さく，変形性も大きいため，コンクリートダム基礎としては問題が多い。また，透水性についても従来の良好な岩盤とはかなり異なり，ダム基礎及び貯水地周辺地山の止水法も，従来の方法が適用できないことが多い。従って，この種類の岩盤の工学的性質については適切なる調査試験法を検討し，工学的特性を把握すると共に，コンクリートダム基礎としての問題点を整理し，効果的な改良工法について調査試験を行うものである。

2. 調査目的

今年度は，破砕風化岩の力学的特性に関しては，昨年度に引きつづいて岩盤のせん断強度及び変形性について調査検討を行った。また，止水に関するものとしては，ダムに作用する揚圧力について調査検討を行った。

ダム基礎岩盤の評価は，一般に，①岩の堅さ，②割れ目の間隔，③割れ目の性状の3項目をパラメータとした岩盤分類に基づいて行われ，各区分毎の力学的特性を把握する目的で原位置試験が実施されている。岩盤分類の判定基準はかなり明確なものとなっており，得られる物性値との間にはある程度の対応性がある筈である。一般に，コンクリートダムの設計では，地質調査途中において概略設計が行われることが多く，既知の試験結果と岩盤分類との対応性を把握することにより，一応の設計の目安値が得られるものと推定される。昨年度は，収集した試験データを，岩盤の成因別に分類して検討を行った結果，力学的特性は岩盤の成因によって異なる特性を示し，各成因ごとの岩盤分類と強度とは比較的良い対応性があることを確認した。今年度は更に，岩盤内のキレツの走性と強度との関連について調査した。また，ダムの設計において計算される応力は，岩盤の弾性限度内応力であることが必要であることから，せん断試験における弾性限界点として捕えられている浮上り点について若干の検討を行うと共に，せん断ブロックの挙動特性についても合せて検討を行ったものである。

揚圧力は，岩盤の透水性と密接な関係があり，ダムを持ち上げようとする方向に作用することから，重

力ダムの設計においては最も重要な荷重のひとつにあげられる。従って，各ダムでの実測結果を基に，基礎岩盤の性状やグラウチング効果，及びドレーンの配置，間隔等との関連について調査し，揚圧力の大きさや分布特性を検討することにより，ダムの基礎処理の設計に反映しようとするものである。

3. 調査方法，結果，考察

3.1. せん断強度特性

せん断強度はダムの設計において最も重要な設計条件であり，ほとんどのダムにおいて原位置岩盤せん断試験が実施されている。この試験結果を基に岩盤強度と岩盤分類との対応性，及び岩盤の破壊特性について検討を行っているものである。

3.1.1 地質成因別岩種区分ごとのせん断強度

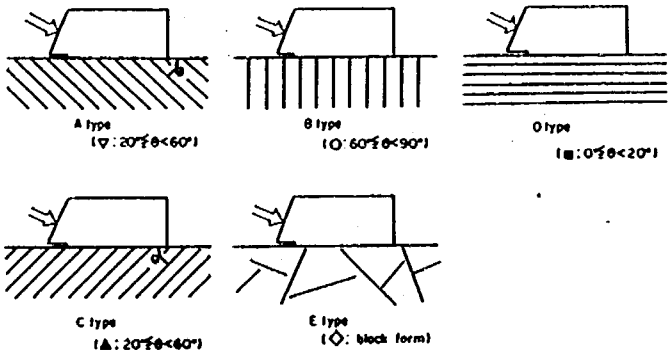
同一の岩盤分類に評価される岩盤であっても，その岩種によって，造岩鉱物の物理的性質や割れ目の発達状態・性状等が異なるものである。そこでまず，これらが互いに共通した特徴を有すると考えられる地質の成因に着目し，データを分類して，岩盤分類との対応をみたものを表－1に示す。表－1からわかる様に，地質の成因ごとに異った強度特性を示しており，各成因別には岩盤分類との対応性が概ねつきそうである。成因別の特性について述べると，キレツが少なく岩片自体も堅硬である火成岩類の強度は大きく，反面，キレツや断層が発達している古～中生層の堆積岩類では，幾分小さ目な強度を示している。

三期以降の火山性堆積岩については，キレツが少ないという有利な特性もあるが，充分な固結度を有するものについては，かなりの強度が期待できるようである。また，キレツの発達しやすい火山岩についても，堆積岩等と同程度の強度が出ており，キレツの頻度が岩盤分類にうまく評価されているものと推定される。

表－1 岩盤成因別せん断強度

（τ_0：kg/cm² ϕ：度）

成因別岩種区分		岩盤分類											
		B			C_H			C_M			C_L		
		τ_0	ϕ	f	τ_0	ϕ	f	τ_0	ϕ	f	τ_0	ϕ	f
古・中生代堆積岩	平均	28	50	1.2	20	50	1.2	19	45	1.0	7	45	1.0
	上限	34	53	1.3	31	57	1.5	29	53	1.3	13	51	1.2
	下限	22	48	1.1	12	44	1.0	10	39	0.8	5	33	0.7
広域変成岩	平均	(35)	(50)	(1.2)	24	50	1.2	14	45	1.0	6	45	1.0
	上限	(47)	(50)	(1.2)	39	55	1.4	25	53	1.3	7.5	49	1.2
	下限	(28)	(50)	(1.2)	11	50	1.2	8	41	0.9	4	40	0.8
火成岩深成岩	平均				44	51	1.2	30	47	1.1	22	45	1.0
	上限				82	52	1.3	68	50	1.2	40	45	1.0
	下限				20	50	1.2	14	46	1.0	8	45	1.0
火成岩火山岩	平均	30	51	1.2	27	47	1.1	19	45	1.0	7	40	0.8
	上限	44	54	1.4	35	53	1.3	26	50	1.2	11	44	1.0
	下限	14	50	1.2	15	45	1.0	13	44	1.0	3	35	0.7
火山性堆積岩（第三紀以降）	平均				35	51	1.2	19	51	1.2			
	上限				48	56	1.5	28	55	1.4			
	下限				22	50	1.2	11	50	1.2			



図－1 層理面の方向による分類

3.1.2 キレツの走性とせん断強度

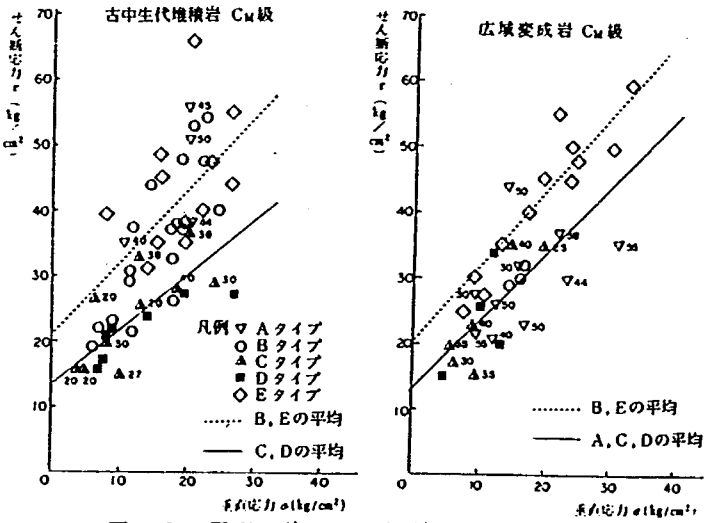
岩盤のせん断強度を左右する最も大きな要因のひとつと

してキレツの特性が挙げられる。キレツの特性のうち，キレツの頻度（本数）とキレツ面の性状については，岩盤分類の分類要素に含まれていることから，ここでまず問題となるのはキレツの方向性である。特に，層理・片理面によって層状構造を呈する堆積岩，変成岩については，この影響が大きいものと推定される。以上のことから堆積岩と変成岩のデータを図－1に示す5タイプに分類した。強度との対応をみたものの一例を図－2に示す。これより，キレツの方向性がせん断強度に与える影響は明らかであり，A・Eタイプで大きく，C・Dタイプで小さな強度を示している。変成岩では，せん断方向にさし目となるAタイプにも，低い強度を示すものがあるが，これは片理面沿いに剥離しやすい変成岩の特性に起因しているものと考えられる。但し，変成岩の片理面については，その方向性が平面性に富むものから，褶曲が著しいものまで，その地域によって様々な特徴を示しており，この褶曲性によっても強度が異ってくるものであり，これらの点についても十分に調査を行う必要があろう。

表－2　層理面の傾斜タイプ別せん断強度

（τ_0：kg/cm²　φ：角度）

層理面の傾斜角による分類（タイプ別）		岩盤分類 B τ_0	B φ	B f	CH τ_0	CH φ	CH f	CM τ_0	CM φ	CM f	CL τ_0	CL φ	CL f
Bタイプ（鉛直）Eタイプ（塊状）	平均	28	50	1.2	22	53	1.3	21	48	1.1	12	42	0.9
	上限	34	53	1.3	31	57	1.5	29	53	1.3	14	51	1.2
	下限	22	48	1.1	14	51	1.2	12	47	1.1	10	35	0.7
Cタイプ（流れ目）Dタイプ（水平）	平均				19	44	1.0	14	39	0.8	8	35	0.7
	上限				26	45	1.0	20	41	0.9	10	37	0.75
	下限				12	44	1.0	10	39	0.8	5	34	0.7
Bタイプ（鉛直）Eタイプ（塊状）	平均	35	50	1.2	36	53	1.3	20	49	1.2			
	上限	46	50	1.2	41	56	1.5	25	53	1.3			
	下限	28	50	1.2	26	50	1.2	17	41	0.9			
Aタイプ（さし目）	平均				20	50	1.2	13	46	1.0	6	45	1.0
Cタイプ（流れ目）Dタイプ（水平）	上限				30	52	1.3	17	50	1.2	7.5	49	1.2
	下限				11	50	1.2	8	41	0.9	4	40	0.8

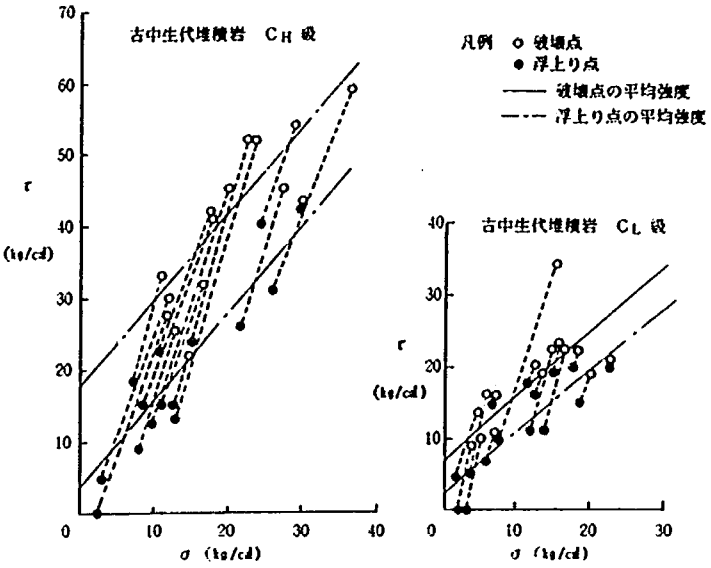


図－2　層理，片理面の傾斜とせん断強度

3.1.3　せん断試験における浮上り点について

せん断試験時のブロックの鉛直方向変位を観測すると，最初は沈下の変位を示すが，途中から浮上り方向の変位を示すようになる。この沈下から浮上りに転じる変化点を浮上り点と称しており，弾性挙動から破壊挙動へと移行する弾性限界点として捕えられている。浮上り点と破壊点との発生位置の関係を示したものの一例を図－3に示す。一般にコンクリートダムの設計には破壊強度が用いられているが，厳密には，発生する応力が弾性限度内であることが必要条件であることから，弾性限界点と破壊点との関係を安全率という形で設計に取り組んでいるものである。従って，浮上り点が弾性限界点であるとするならば，その発生位置は破壊点に対する割合で評価すべきで

ある。しかし，図－3から判断すると，お互いのせん断強度曲線はほとんど平行な位置関係にあり，破壊点に対する浮上り点の発生割合は，各鉛直荷重レベルに応じて異なるものとなる。岩盤の破壊強度はクーロンの破壊公式によれば，r_0とϕから決まるものであり，浮上り点の発生位置についても，r_0とϕの各々の破壊点に対する割合で判断する必要がありそうである。



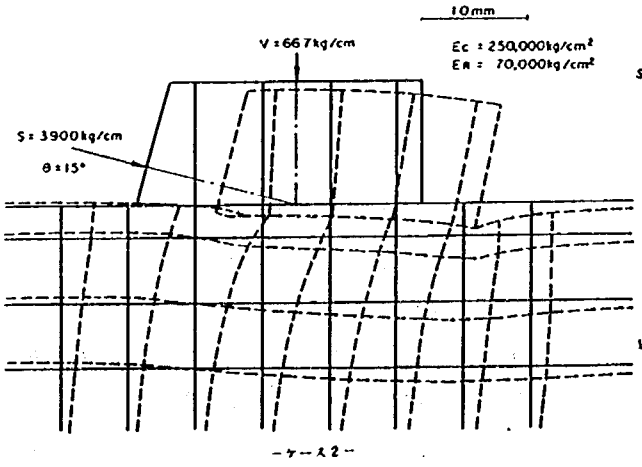
図－3　浮上り点と破壊点との関係

但し，今回収集した各々のデータのブロックの挙動をみると，上下方向に回転しようとする変位を示すデータが比較的多かったり，浮上り点と同様の意味を持つものと考えられているせん断方向変位急増点と必ずしも一致しないデータがあるなど，判然としない点が多く，今後，究明していく必要があると考える。

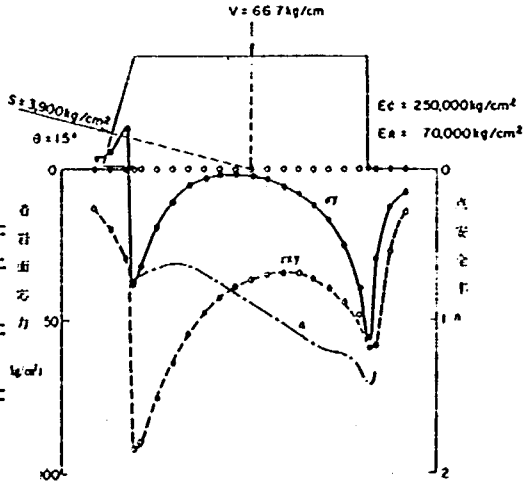
3.1.4　せん断ブロックの挙動特性

せん断ブロックが上下方向に回転しようとする現象が，その傾向の強弱はあるにしても，かなりの割合のブロックにおいて観測されており，その回転方向としては，せん断ジャッキ側が早期から浮上りに転じる方向のものが圧倒的に多い。この変位特性について2次元ＦＥＭ解析において検討したものである。

図－4に変位図，図－5に着岩面の応力及び点安全率分布を示す。弾性計算である為に浮上り現象は示さないが，岩盤が荷重に対して一体となって挙動している為に，ブロックは前のめりの変位を示している。また，岩盤の弾性係数がある程度大きくなると，せん断ジャッキ側の着岩面



図－4　せん断ブロックの変位（ＦＥＭ）



図－5　着岩面の応力分布（ＦＥＭ）

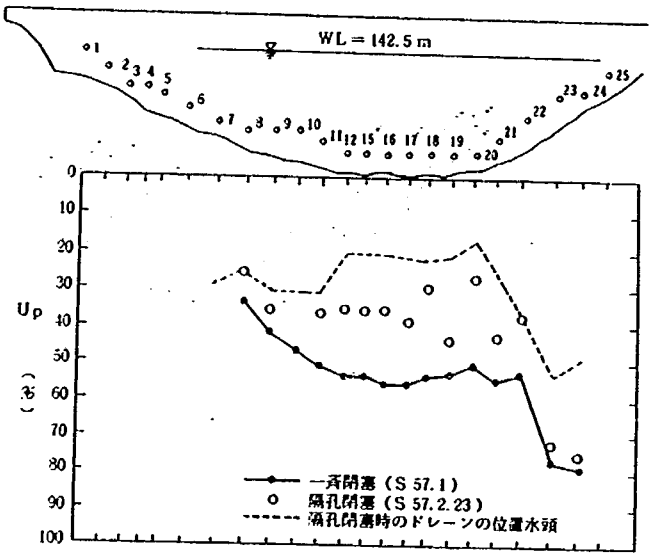
でのせん断応力の受けもつ割合が大きくなり，点安全率はせん断ジャッキ側で小さな値を示す。浮上り点が初期的破壊現象の現れであるとするならば，ブロックはせん断ジャッキ側から浮上りが生じることになり，前記した変位の分布と共に，実際のブロック挙動に現われる現象と良く一致するものであり，今後の試験手法の検討事項となった。

3.2　揚圧力

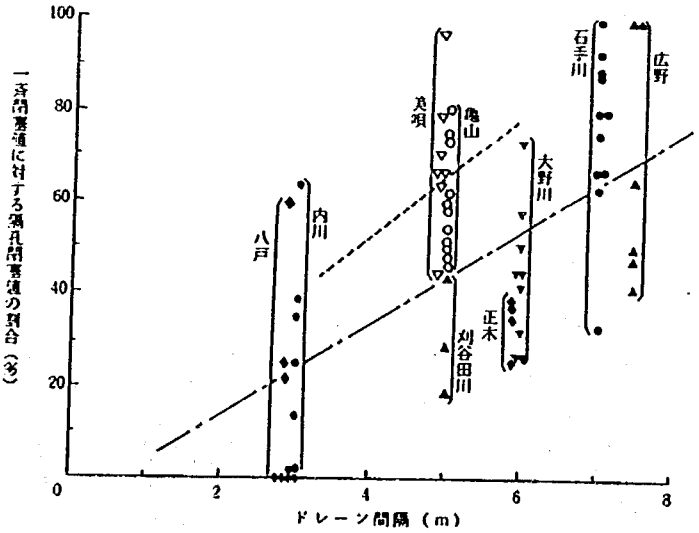
重力ダムにおいては，着岩面に作用する揚圧力を軽減する目的で，カーテングラウチングの下流部に数mピッチでドレーンが配置されており，このドレーンを利用して揚圧力を測定している場合が多い。また，上下流方向の分布については，クロスギャラリーに配置したドレーンか，または間隙水圧計によって測定しているダムがある。これらのデータを収集し，基礎岩盤の地質やグラウチング及びドレーン効果との関連について調査したものである。

3.2.1　ドレーンによる揚圧力の軽減効果

図－6は，ダム軸方向に配置したドレーンを，一斉閉塞及び隔孔閉塞したときに得られた揚圧力の値を上流側の水深に対する割合で示したものの一例であるが，測定方法のちがいによる差は歴然である。隔孔閉塞法によって得られる値を一斉閉塞法によって得られる値に対する割合で示し，ドレーンの配置間隔との関係をみたものを図－7に示すが，これから，ドレーンは揚圧力の軽減に極めて有効であり，配置間隔は密なほど有利であることが判る。なお，亀山，美唄ダムの基礎岩盤は，第三紀以降に堆積した軟岩であり，これらの岩盤は固結度が低く，粒子間に浸透してきた水が圧力を形成すると，キレツが少ないことから水が排除されにくいものであり，ドレーンの効果は，他の硬岩に比較して小さいようである。



図－6　ダム軸方向揚圧力分布例



図－7　ドレーンによる揚圧力の軽減効果

3.2.2　ドレーンがない場合の揚圧力分布

すべてのドレーンを一斉に閉塞した場合の揚圧力分布を図－8に示す。また，図－8に対応した各ダムの地質及びグラウチング実積を表－3に示す。

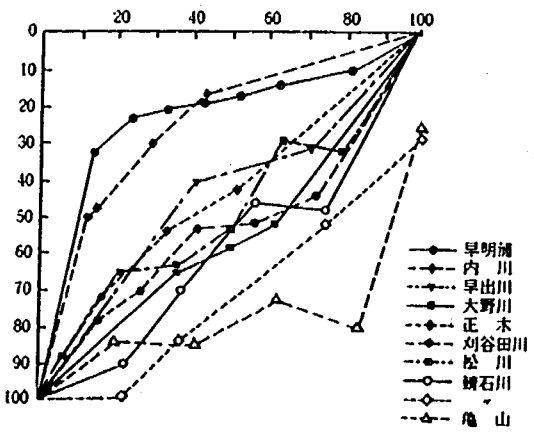
表－3　各ダムにおける地質およびグラウチング実積

ダム名	ブロック数	ブロック高(m)	測定方法	ドレーン閉塞時間	有効ドレーンまでの距離(m)	地質	(ドレーン) 配置間隔(m)	(ドレーン) 深さ(m)	カーテングラウチング 幕数	施工間隔(m)	ルジオン値 施工前	ルジオン値 施工後	セメント注入量(kg/m)	コンソリグラウチング 施工密度(ヵ所)	コンソリグラウチング セメント注入量(kg/m)
早明浦	15	107	ドレーン	24h	9.0	黒色片岩	3	15	2	主1.5 補3.0	17	1	51	25	55
内川	3	81	〃	5h	－	石英安山岩(新第三紀中新世)	3	7	2	1.5	50	2	100	25	96
早出川	4	60.5	〃	5h	12.5	砂岩(古生代)	5	6	1	0.75	5～10	2以下	27	5	34.6
正木	8	60	〃	1h	－	砂岩，頁岩(中生代白亜紀)	6	15	2	1.5	10以上	1以下	83	12.5	50
松川	8	84.3	〃	1ヶ以上	－	花崗閃緑岩	5								
刈谷田川	7	83.5	〃	2h	－	角閃石英岩(新第三紀鮮新世)	5	15	1	0.75	1～2	1以下	16	12	18
大野川	7	44	〃	4h	－	変質安山岩(新第三紀中新世)	6	10	1	0.75	1.5～5	2以下	10～20	4	
鯖石川	4	37	〃	常時	－	砂岩，シルト岩(新第三紀鮮新世)	－	－	1	0.5			11	9	60
〃	5	37	〃	〃	－	〃	－	－	〃	〃			9.2	9	30
亀山	6	34.5	〃	2h	－	泥岩(新第三紀鮮新世)	5	3	1	0.5			21	6	15

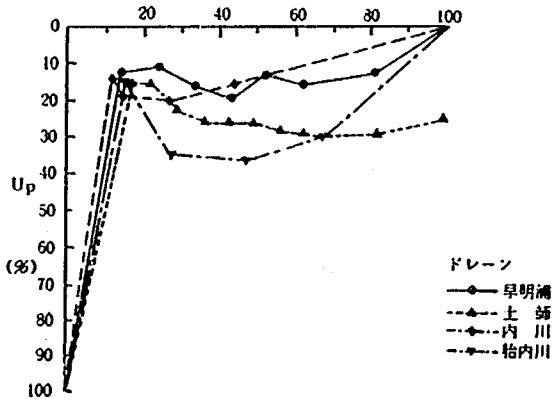
図－8において，揚圧力の値の小さいのは早明浦，内川ダムであるが，表－3から判るようにグラウチングにおけるセメント注入量が多く，他ダムの基礎岩盤に比較してキレツの多い岩盤であると推定され，難透水のカーテンゾーンを通った浸透水が，キレツを通して容易に下流側へ抜ける為に，圧力が小さいものと考えられる。これに対して，大きな揚圧力の値を示しているのが鯖石川，亀山ダムであるが，これらの基礎岩盤はいずれも新第三紀鮮新世に堆積した軟岩であり，この岩盤には非常にキレツが少なく，また固結度が低いものであり，土粒子間を徐々に水が浸透していくことから，圧力がなかなか低下しないものと考えられる。

3.2.3　ドレーンを有する断面での揚圧力分布

カーテングラウチング幕下流側のドレーンが有効に作用している断面での揚圧力分布の例を図－9に示す。この図－9において特徴的なことは，ドレーン部分で一担減少した圧力が，その下流側で再び上昇する傾向がみられることであり，揚圧力の分布特性を知るうえにおいて大変興味深い結果であるといえる。また，下流端付近で大きな値を示しているものについては，下流側の停留水が影響しているものと考えられ，設計にあたってはこの影響を見逃してはならないものである。



図－8　ドレーンがない場合の揚圧力分布



図－9　ドレーンを有する断面での揚圧力分布

4. 水資源開発施設の設計の合理化および標準化に関する調査

4.1. ダム設計法の合理化に関する調査

4.1.1. コンクリートダムの三次元構造解析法に関する調査

ダム構造研究室　室　長　藤沢倪彦
主　研　斉藤孝三
研究員　永山　功
〃　舟見清乙
矢沢克敏
増田基晴

1. はじめに

コンクリートダムはその構造的特徴から重力ダムとアーチダムに分類される。重力ダムでは，二次元設計という解析条件の単純化から，梁理論を用いた簡明な設計手法が体系化されているが，アーチダムの場合，三次元構造物という構造系の複雑さから弾性論に基づいた応力解析が要求されている。このような解析を行うための便宜的手段として荷重分割法が利用されているが，この方法には多くの仮定が含まれているため，必ずしも設計手法として確立された方法とは考えられておらず，最終的には模型実験によって応力の検証が行われている。

一方，アーチダムの応力解析をより合理的に行うため，荷重分割法に代って有限要素法を利用しようとする試みは古くから行われているが，ダムのモデル化における使用要素数の制約から，模型実験に代る最終的な応力解析法として正当化されるまでには至っていないのが現状であったといえる。これには，材料としてのコンクリートの強度を最大限に利用するというアーチダムの構造的特徴も多分に影響していると考えられる。

しかし，近年，大マトリックス演算のような大容量の計算を極めて高速で行うようなスーパーコンピュータが開発されるに至り，三次元構造解析を精度よくしかも短時間，廉価に行うことができるようになったことから，アーチダムの最終応力検証法としての三次元有限要素法を用いた解析が可能となってきた。

当研究室では，現在，建設省最大のアーチダムである温井ダム，補助ダムとして最大のアーチダムである奥三面ダムの二つのアーチダムの設計に従事しているが，このような現状から，温井ダムでは最終的な応力検証法として模型実験と有限要素法を併用し，また奥三面ダムでは有限要素法によって最終的な応力検証を行うことを計画している。このため，前年度より有限要素法を用いたアーチダムの応力解析プログラムの作成を行い，最終的な解析精度の検証を進めている。

2. 研究目的

アーチダムの最終的な応力検証法として，模型実験に代って有限要素を用いた応力解析手法の開発を行う。またこれに併せてダムおよび付属構造物の三次元応力解析手法について検討を行う。

3. 研究方法

(1) 三次元有限要素法の精度の確認

(2) アーチダムの三次元有限要素法による応力解析プログラムの開発

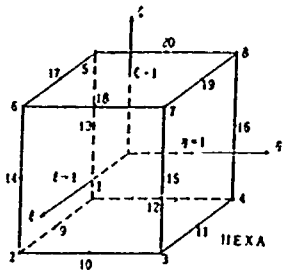
(3) 有限要素法を用いたアーチダムの最終的応力検証法の確立

(4) その他の三次元構造物への有限要素法の適用性の検討

4. 研究結果

4.1 使用する有限要素の特性

アーチダムの応力解析プログラムの主要部分は市販の汎用プログラムであるMSC－NASTRANを利用している。MSC－NASTRANには数多くの要素が登録されているが，種々の検討結果から，本プログラムでは20節点のアイソパラメトリック要素HEXA（図－1参照）を基本的に用いるものとした。HEXA要素の形状関数は，図－1に示すような局部座標系に対して次式で定義されている。すなわち，



図－1 HEXA要素

○端節点 i に対して

$$N_i(\xi,\eta,\zeta)=\frac{1}{8}(1+\xi_0)(1+\eta_0)(1+\zeta_0)(\xi_0+\eta_0+\zeta_0-2) \quad \cdots\cdots (1)$$

○各陵の中間節点 i に対して（例えば，$\xi_i=0$，$\xi_i=\pm1$ に対して）

$$N_i(\xi,\eta,\zeta)=\frac{1}{4}(1-\xi^2)(1+\eta_0)(1+\zeta_0) \quad \cdots\cdots (2)$$

である。ここで

$$\xi_0=\xi_i\xi,\quad \eta_0=\eta_i\eta,\quad \zeta_0=\zeta_i\zeta \quad \cdots\cdots (3)$$

である。この場合，要素の変位関数は各節点の変位〔u_i, v_i, w_i〕を用いて

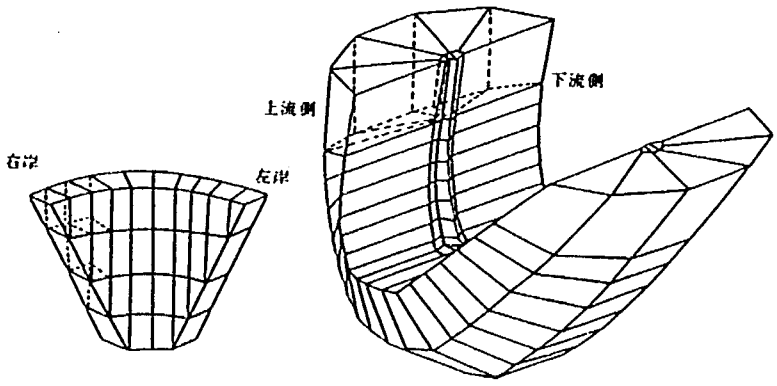
$$[u, v, w]=\Sigma\cdot N_i(\xi,\eta,\zeta)[u_i, v_i, w_i] \quad \cdots\cdots (4)$$

で表わされる。この変位関数は，単純引張，単純せん断，単純曲げ，単純捩り等の基本的変形を一要素で表現できる。従ってアーチダムのように曲げモーメントと軸力を主体とした構造物に対しては比較的粗い要素分割でも十分精度よい解析を行えることが予想される。

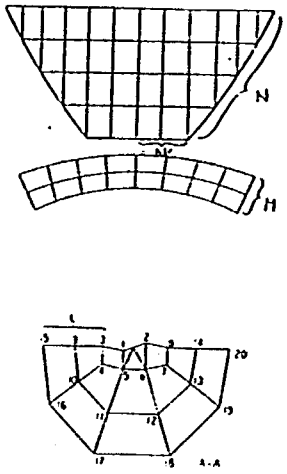
4.2 自動要素分割プログラムの概要

アーチダムの応力解析に際しては，堤体形状ばかりでなく基礎岩盤の変形特性も応力値に大きな影響を及ぼす要素である。従って，自動要素分割プログラムにおいては，堤体の要素分割に加えて，基礎岩盤の範囲，分割を指定できるようになっている。図－2は最も簡単な要素分割例を示したものであるが，精度の向上を図るため，堤体の高さ方向の分割N，堤体の厚さ方向の分割M，堤体の底面におけるアーチ方向の分割N′，基礎岩盤の奥行き方向の分割Lは，次のレベルまで分割できるようになっている（図－3参照）。

$$N\leqq15,\quad M\leqq3,\quad N'\leqq5,\quad L\leqq4 \quad \cdots\cdots (5)$$



図－2　要素分割例



図－3　要素分割数

要素分割の詳細については，土木研究所資料第1900号「有限要素法によるアーチダムの応力解析プログラム使用説明書および解説」を参照されたい。

4.3　継目グラウチングを考慮した応力解析法

アーチダムの施工に際しては，人工冷却後ジョイントグラウチングが行われるため，自重による荷重はアーチ方向には伝達されず，片持梁作用によってのみ支持されることになる。荷重分割法においてはこのような点を考慮して，自重は片持梁要素のみに作用するように取扱われているが，本プログラムでも，自重による荷重を片持梁作用によってのみ支持できるようになっている。

すなわち，図－3に示される各片持梁構造系は横継目の配置と同様に分割されているが，各片持梁構造の剛性および自重を1つおきにほぼ0とした解析を2回行い，その結果得られる応力を加算した形で自重応力を求め，またそれぞれの変位を平均した形で自重による変位を求めることにしている。

4.4　出力結果の処理プログラム

解析結果は，NASTRANの出力形式に従って出力することもできるが，アーチダムの構造解析上重要なものについては，後処理プログラムによって利用しやすい形に整理され出力されるようになっている。これには次のようなものがある。

① アーチ中心線に沿った，半径方向，接線方向および鉛直方向変位の出力

② アーチダム上下流面のアーチ応力，片持梁応力，および半径方向，接線方向に関するせん断応力。

③ アーチダム上下流面の面内主応力の大きさとその方向。

④ アーチ要素および片持梁要素の推力，せん断力，曲げモーメント

これらの値は，任意のアーチ中心線沿いに定めた局部座標系（r，θ，z）に対して求められている。ここに，rはアーチ中心線における半径方向，θはアーチ中心線における接線方向，zは鉛直方向である。また，④の断面力は，各要素の端節点応力間の応力が直線的に変化するものとして，次式によ

って求めた値である。

○厚さ方向の分割が1の場合

$$F = \frac{T}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \qquad M = \frac{T^2}{12}(\sigma_1 - \sigma_2) \quad \cdots\cdots (6)$$

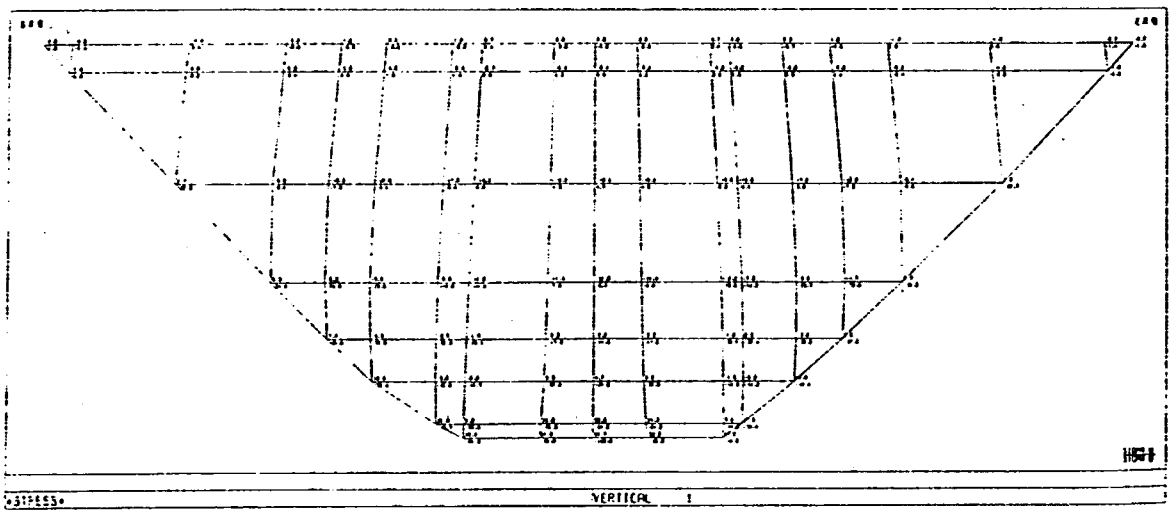
○厚さ方向の分割が2の場合

$$F = \frac{T}{4}(\sigma_1 + 2\sigma_2 + \sigma_3) \qquad M = \frac{T^2}{12}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad \cdots\cdots (7)$$

○厚さ方向の分割が3の場合

$$F = \frac{T}{6}(\sigma_1 + 2\sigma_2 + 2\sigma_3 + \sigma_4) \qquad M = \frac{T^2}{108}(7\sigma_1 + 6\sigma_2 - 6\sigma_3 - 7\sigma_4) \quad \cdots\cdots (8)$$

堤体応力の出力例を図－4に示す。



図－4　堤体応力の出力例

4.5　応力解析例

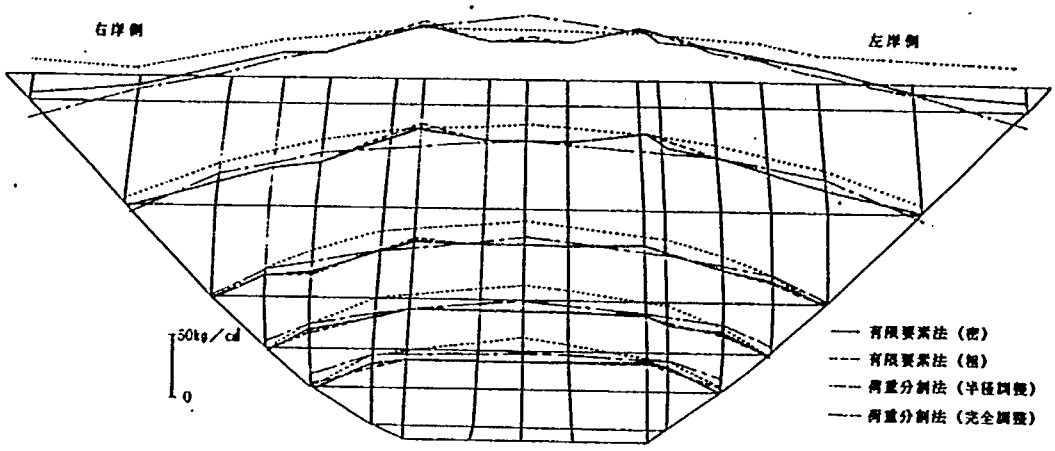
図－5から図－8は温井ダムを例にとり，堤体の応力の有限要素法と荷重分割法で比較したものである。有限要素分割は，細かい要素分割，粗い要素分割に対して次のとおりである。

（細）　N＝7　N′＝2　M＝3　L＝

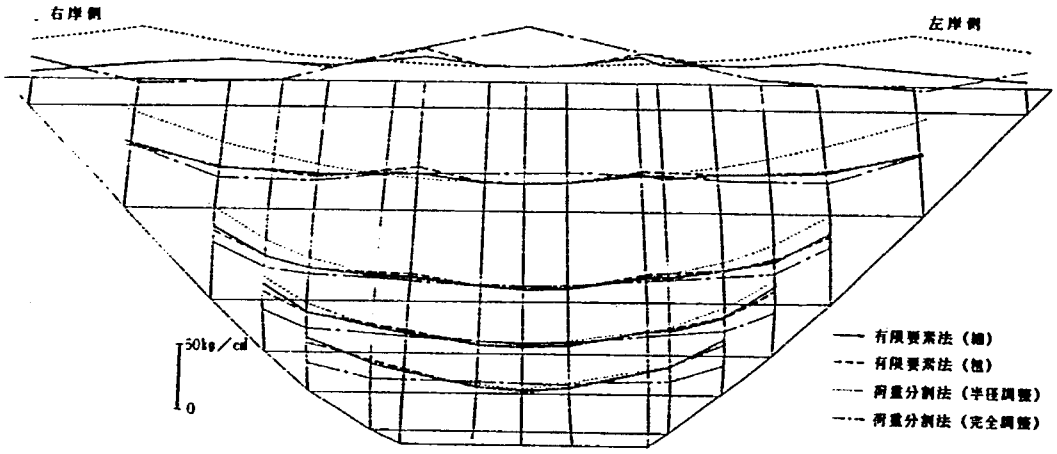
（粗）　N＝6　N′＝2　M＝2　L＝　……(9)

なお，堤体自重の作用方法は，解析の都合上，完成後の堤体に作用させている。解析結果を整理すると以下のことがいえる。

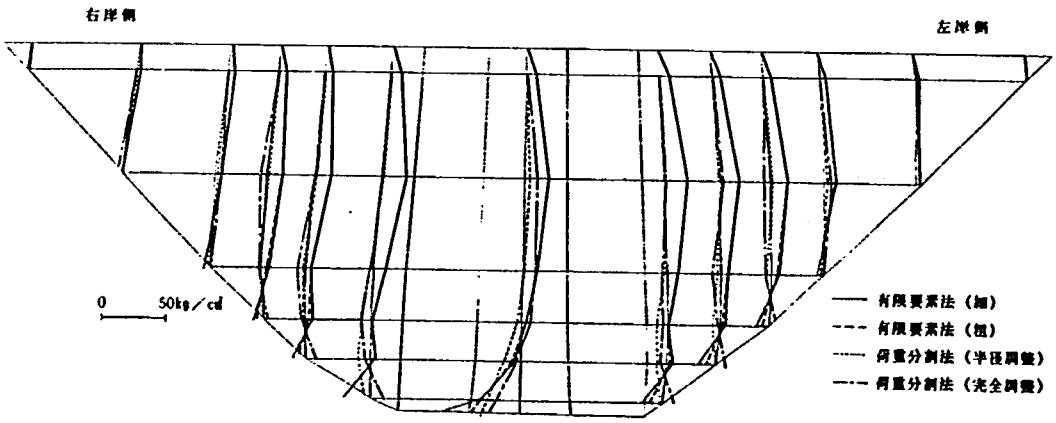
① 上流面アーチ応力については，アバットメント付近で有限要素法，荷重分割法の値はほぼ等しくなっているが，クラウン付近では有限要素法の方が小さな値を示している。



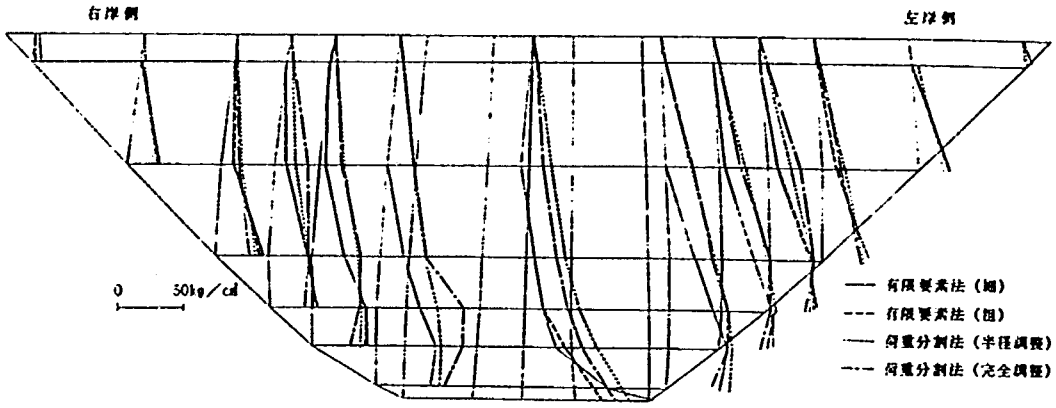
図－5　上流面アーチ応力



図－6　下流面アーチ応力



図－7　上流面片持梁応力



図－8　下流面片持梁応力

② 下流面アーチ応力については，クラウン付近で有限要素法，荷重分割法の値はほぼ等しくなっているが，アバットメント付近では，有限要素法の値は，半径調整よりも小さく，完全調整よりも大きくなっている。

③ 上流面片持梁応力については，全般に有限要素法の方が大きな値を示している。また，クラウン下部標高においては，荷重分割法と同様に大きな引張応力が現れている。

④ 下流面片持梁応力については，全般に有限要素法の方が小さな値を示している。

また，有限要素の精度について若干考察してみると，

⑤ 要素分割が十分細かくないため，大きな要素と小さな要素が接触しているところでは若干の応力の乱れが生じる。

⑥ 基礎岩盤付近では応力集中が生じるため，応力に若干の乱れが生じる。

⑦ 細かい要素分割と粗い要素分割においては，厚さ方向の分割を除いて要素分割に大きな差がないため，精度に関する考察は十分に行うことができないが，例えば，クラウン片持梁上流面下部標高の引張応力の発生は避けられないものと考えられる。

5. 今後の課題

今年度は，経済的理由から充分細かな要素分割を行った解析が行えなかったが，最終的応力検証法として確立するためには，さらに細かな要素分割を行ったモデルに対して解析を実施する必要がある。これについては，温井ダムの模型実験に併行して解析を進める予定である。

4. 水資源開発施設の設計の合理化および標準化に関する研究

4.1. ダム設計法の合理化に関する調査

4.1.2. コンクリートダムのクラック制御に関する調査

ダム構造研究室 室 長 藤沢倪彦
研究員 永山 功
〃 安田成夫
矢沢克敏
小林政登

1. はじめに

コンクリートダムのようなマスコンクリートでは，セメントの水和熱に起因する温度応力とそれによって生じるクラックの規制が大きな問題となっている。

コンクリートダムの場合，クラックの発生はダムの一体性を失ない，構造的安定性ないしは貯水機能を損なうことにもなりかねないため，コンクリートの打設に際してはパイプクーリングなどを初めとして種々の温度規制法を適用して，クラックの発生を防止している。

一方，コンクリートダムの施工を合理化しようとする試みから，RCD工法，全面レヤ工法等の省力化を目指した施工法が検討，実施されてきているが，このような新しい工法では，従来行われてきたブロック打設→パイプクーリング→ジョイントグラウチングという温度規制法が適用できず，新しい温度規制法の開発が必要となってきている。

このための研究として，クラックの発生の原因である温度変化量を低減するための研究が進められる一方，温度応力の発生機構の解明についての研究が行われ，いわゆる岩盤拘束については，長大レヤのブロックは必ずしも温度規制上不利にはならず，打上り高さとの関係で拘束度が定まること，岩盤拘束だけではなく内部拘束による温度応力がクラック発生に大きく起因していることが明らかになってきた。

また具体的な解析手法については，従来のカールソンの方法，岩盤拘束度を用いた手法に加えて，より厳密な解析を行うために有限要素法を利用した解析が検討されてきたが，発生する温度応力が，コンクリートの打設過程に大きく依存することから，このような点を考慮した解析法の開発が必要となってきた。このため，本研究では打設工程を考慮したコンクリートダムの温度履歴，温度応力履歴の解析手法の開発を実施している。

2. 研究目的

ダムコンクリートにおける温度応力の発生機構を検討し，またこれを定量的に把握する方法を開発し，コンクリートダムの温度規制法の合理化を図る。

3. 研究方法

(1) ダムコンクリートにおけるクラックの発生要因の検討

(2) ダムコンクリートにおける温度応力等によるクラックの発生機構の検討

(3) 温度応力の解析手法の開発

(4) 最適温度規制手法の確立

4. 研究結果

4.1 温度応力解析プログラムの開発

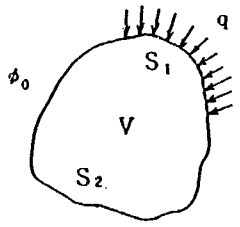
本研究では，有限要素法を用いた温度応力解析の開発，適用性について種々検討を行ってきたが，その成果として，外部拘束による温度応力を求めるための外部拘束度の算出図，温度履歴解析を含めた温度応力解析プログラムの開発を行ってきた。しかしさらに厳密な温度応力解析を実施するためには，打設スケジュールや人工クーリング方法を含めた温度応力解析を行う必要があると考えられる。このため，今年度は，そのプログラム開発の初年度として，温度履歴解析について二次元有限要素法を用いた解析手法の開発を行った。

4.2 温度履歴解析手法

4.2.1 熱伝導方程式

二次元熱伝導方程式は等分性材料に対して次式で与えられる。

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



図－1 熱伝導モデル

ここに，

ϕ：温度　k：熱伝導率　Q：内部発熱量

ρ：密度　c：比熱

である。また境界条件は次式で与えられる。

$$k\frac{\partial\phi}{\partial x}\cos(n,x)+k\frac{\partial\phi}{\partial y}\cos(n,y)=q \quad \text{on } S_1$$
$$k\frac{\partial\phi}{\partial x}\cos(n,x)+k\frac{\partial\phi}{\partial y}\cos(n,y)+\alpha(\phi-\phi_0)=0 \quad \text{on } S_2 \quad \cdots\cdots\cdots (2)$$

ここに，

q：熱流入量　α：熱伝達率　ϕ_0：周囲温度

である。ただし，境界温度が与えられる場合は $\alpha=\infty$ と読み直せばよい。これは有限要素法に適用するには上式を汎関数で表わすと都合がよい。上式と等価な汎関数は次式で与えられる。

$$\chi=\chi_k+\chi_Q+\chi_c+\chi_q+\chi_\alpha \quad \cdots\cdots\cdots (3)$$
$$\frac{\partial\chi}{\partial\phi}=0$$

ただし，

$$\chi_k=\frac{k}{2}\iint_V\left[\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\phi}{\partial y}\right)^2\right]dV \qquad \chi_Q=-\iint_V\phi Q\,dV$$
$$\chi_c=\rho c\iint_V\phi\frac{\partial\phi}{\partial t}dV \qquad \chi_q=-\int_{S_1}\phi q\,ds \quad \cdots\cdots\cdots (4)$$

$$\chi_a = \frac{a}{\partial}\int_{S_1}(\phi-\phi_0)^2\,ds$$

である。

4.2.2　有限要素法による定式化

いま有限要素の形状関数をN，節点温度をuとすると，要素内の任意の点の温度は

$$\phi = N u \qquad \cdots\cdots (5)$$

で表わされる。これを(4)式に代入すれば，次式が得られる。

$$\frac{\partial \chi_k}{\partial u} = k\iint_V \left(\frac{\partial N^T}{\partial x}\frac{\partial N}{\partial x}+\frac{\partial N^T}{\partial y}\frac{\partial N}{\partial y}\right) dxdy\ u = K_k\ u$$

$$\frac{\partial \chi_Q}{\partial u} = \iint_V N^T Q\ dxdy = P_Q$$

$$\frac{\partial \chi_c}{\partial u} = \rho c\iint_V N^T N\ dxdy\ \dot{u} = K_c\,\dot{u} \qquad \cdots\cdots (6)$$

$$\frac{\partial \chi_q}{\partial u} = \int_S N^T q\,ds = P_q$$

$$\frac{\partial \chi_a}{\partial u} = a\int_S N^T N\,ds\,u - a\int_S N^T\phi_0\,ds = Ka\,u - Pa$$

これより，有限要素法の基本式として次式が得られる。

$$P_q = K_k u + (Ka u - Pa) + K_c\dot{u} - P_q \qquad \cdots\cdots (7)$$

次に時間微分項$\dot{u}$の離散化について述べる。いま(7)式を簡略化して

$$K_c\dot{u} + K u - P = 0 \qquad \cdots\cdots (8)$$

で表わすものとする。この時

$$u = N_0 u(t) + N_1 u(t+\Delta t) \qquad P = N_0 P(t) + N_1 P(t+\Delta t)$$

$$N_0 = 1 - \frac{\tau}{\Delta t} \qquad N_1 = \frac{\tau}{\Delta t} \qquad \cdots\cdots (9)$$

とすれば，すなわちuのPの変化率を一定と仮定すれば，

$$\int_0^{\Delta t}\tau(K_c\dot{u} + K u - P)\,d\tau = 0 \qquad \cdots\cdots (10)$$

なる重み関数を用いた最適化を行って

$$K_c\ \frac{u(t+\Delta t)-u(t)}{\Delta t} + K\left[\frac{1}{3}u(t)+\frac{2}{3}u(t+\Delta t)\right] - \left[\frac{1}{3}P(t)+\frac{2}{3}P(t+\Delta t)\right] \cdots\cdots (11)$$

が得られる。したがって，時刻tでの状態が求められれば，時刻$t+\Delta t$での状態は(11)式より求められることになる。上式は，時刻$t+(2/3)\Delta t$において(7)式を解いていることと同値となっている。

4.2.3　四角形要素における有限要素法の定式化

四角形要素において，図－2のように局部座標系を設定すると，形状関数として次式を仮定することができる。

$$N_i(\xi,\eta)=\frac{1}{4}(1+\xi_i\xi)(1+\eta_i\eta) \qquad (i=1\sim4) \qquad \cdots\cdots (12)$$

ここに，(ξ_i,η_i)は節点 i の局部座標である。この場合，局部座標系と一般座標系の関係は

$$x=\Sigma N_i(\xi,\eta)x_i$$
$$y=\Sigma N_i(\xi,\eta)y_i \qquad \cdots\cdots (13)$$

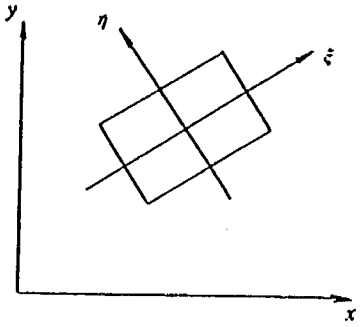
で表わされる。また要素内の温度は

$$\phi=\Sigma N_i(\xi,\eta)\phi_i$$

で表わされる。ここに，(x_i, y_i)は節点 i の一般座標 ϕ は節点 i の温度である。この時

$$\begin{bmatrix}\partial/\partial\xi\\ \partial/\partial\eta\end{bmatrix}=\frac{\partial(x,y)}{\partial(\xi,\eta)}\begin{bmatrix}\partial/\partial x\\ \partial/\partial y\end{bmatrix}=\tau\begin{bmatrix}\partial/\partial x\\ \partial/\partial y\end{bmatrix}\cdots(14)$$

であり，τは(12),(13)式より次のように求められる。



図－2　局部座標系の設定

$$\begin{bmatrix}\tau_{11}, & \tau_{21}\\ \tau_{12}, & \tau_{22}\end{bmatrix}=\frac{1}{4}\begin{bmatrix}\eta-1, & 1-\eta, & 1+\eta, & -1-\eta\\ \xi-1, & -1-\xi, & 1+\xi, & 1-\xi\end{bmatrix}\begin{bmatrix}x_1, & y_1\\ x_2, & y_2\\ x_3, & y_3\\ x_4, & y_4\end{bmatrix} \qquad \cdots\cdots (15)$$

したがって

$$\begin{bmatrix}\partial/\partial x\\ \partial/\partial y\end{bmatrix}=\tau^{-1}\begin{bmatrix}\partial/\partial\xi\\ \partial/\partial\eta\end{bmatrix} \qquad dxdy=\det(\tau)\,d\xi\,d\eta \qquad \cdots\cdots (16)$$

が得られ，(6)式は，x，y に関する積分から ξ，η に関する積分形に書き改めることができる。積分は一般に数値積分に頼らざるを得ないが，これは次の 4 点に対する Gauss の積分によって求められる。

$$(\xi,\eta)=(\pm0.57735,\pm0.57735) \qquad \cdots\cdots (17)$$

また三角形要素は，四角形要素の一辺が 0 である特殊な場合と考えれば，上式がそのまま適用できることになる。

4.2.4　打設過程の取扱い方

打設過程は，有限要素の積上げを考慮した時間依存の解析として取扱われるが，積上げ時における新旧の有限要素の温度ギャップは次式により補正を行うものとした。

$$\bar{\phi}_i=\frac{\Sigma\phi_i\rho CA}{\Sigma\rho CA} \qquad \cdots\cdots (20)$$

ここに，Σは節点を共有する要素に対する総和であり，ρ，C，Aはそれぞれの要素の密度，比熱，面積である。

4.2.5　パイプクーリング

クーリングパイプの効果は，細かな要素分割を行った場合には，規定温度（水温）を与えられた節点として表わすことができるが，一般の場合，要素分割はこのような取扱いをするほど細かくできない。そこでここではクーリングパイプの効果を疑似的に，すなわち，要素の辺上にみかけのパイプがあるものとして取扱うものとした。この場合，クーリング効果は見かけ上，熱伝達率と同様に取扱うことができることがわかる。したがって有限要素の定式化では K_α，P_α の項が新たに付加されること

になる。

4.2.6　プログラムの概要

本プログラムの開発に当っては，大量のデータ処理，演算が必要となるため，計算は超大型コンピュータＣＲＡＹ－１を用いて行うものとしている。またマトリックス演算は高速化を図るためバンド幅を可変とするスカイライン法によって解いている。プログラム内には次の機能が含まれている。なお，

①　コンクリートの打設過程

コンクリートの打設過程は要素毎に積上げ時刻を指定することによって行われる。

②　コンクリートの発熱過程

コンクリートの発熱過程は，要素積上げ後の時間に対して次式または各時間毎にその値を入力することによって定められる。

$$Q(\tau) = Q_0 + Q_1 \exp(-m\tau^{\Lambda}) \qquad \cdots\cdots (21)$$

③　人工クーリングの過程

パイプクーリング期間は，要素の各週毎に，全体系での時刻または積上げ後の時間に対して指定される。

④　外気温およびクーリング水温の変化

外気温およびクーリング水温は，対応する節点に対して，全体系での時刻に対して次式または各時刻毎にその値を入力することによって定められる。

$$\phi(t) = \phi_0 + \phi_1 \sin\frac{2\pi}{T}(t - C) \qquad \cdots\cdots (22)$$

⑤　最終安定温度の計算

最終安定温度は非定常項を０として，また外気温は年平均温度に対して求められる。

⑥　任意節点における温度変化の時刻歴

任意節点における温度変化の時刻歴をプリントアウトまたはプロットする。

⑦　任意時刻における温度分布

任意時刻における温度分布をプリントアウトまたはプロットする。

⑧　任意時刻間における温度変化量の分布

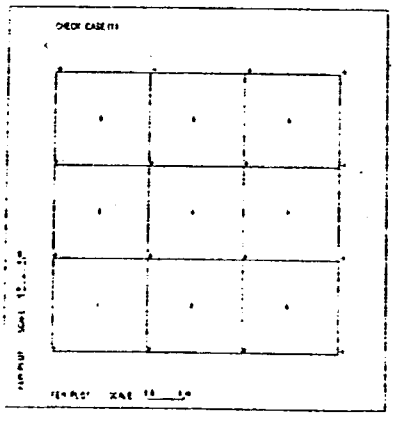
任意時刻間における温度変化量をプリントアウトまたはプロットする。

4.3　プログラムを用いた解析例

図－３のような簡単な解析モデルを行ってプログラムの検証を行った結果を図－４以降に示す。

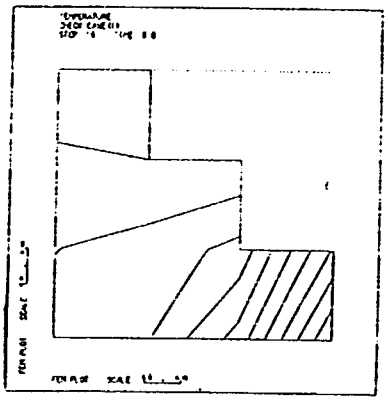
計算は単なるモデルケースであるため，具体的な解析条件の数値は省略するが，図－４は任意時刻における温度分布，図－５は積上げ終了時と最終安定温度に達した時刻間の温度変化量の分布，図－６は節点温度変化の時刻歴を示したものである。

これらの解析値は各ステップ毎に通常の熱伝導解析によって

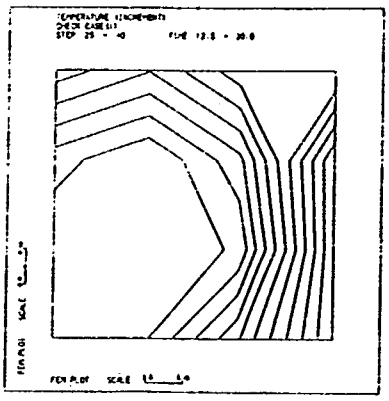


図－３　解析モデル

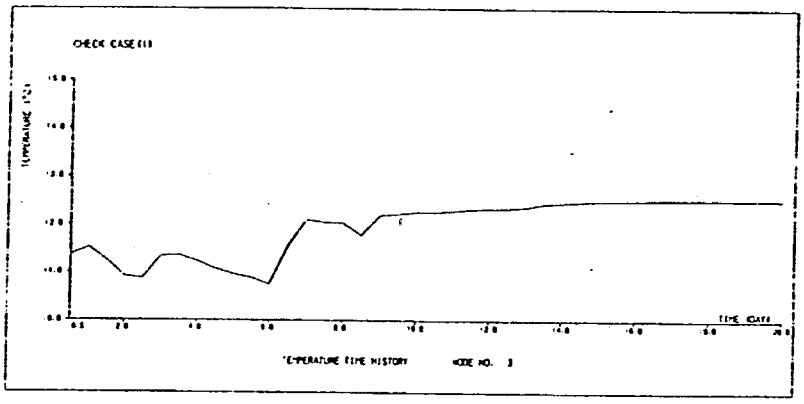
検証を行った。



図－4　温度分布図例



図－5　温度変化量の分布図例



図－6　温度履歴図例

5.　今後の課題

本プログラムはコンクリートの打設工程を考慮した温度応力解析プログラムのうち温度履歴部分を取りまとめたものである。これには新たに温度応力解析プログラムが付加されることになるが，これについては次年度に開発を行うものとしている。この際プログラムには，コンクリートの弾性係数の変化，クリープ，継目の影響について考慮しなければならないが，これらの状態の定式化について今後検討を進めていかなければならない。

さらに本プログラムを用いて，内部拘束応力についてその定量的評価を行い，コンクリートダムの最適温度規制法の確立を目指していく予定である。また，これらの解析結果の検証を図るため，現場計測を行う必要があり鋭意準備を行っている。

5. ダムの耐震設計法に関する調査

5.2. コンクリートダムの耐震設計法に関する調査

5.2.1. コンクリートダムの動的挙動解析に関する調査試験

ダム構造研究室 ・室 長 藤沢倪彦
研究員 永山 功
研究員 安田成夫
片平 博
増田基晴

1. まえがき

土木構造物の地震に対する安全性は極めて重要であり，ダムにおいてはそれが決壊した場合，その下流域の人命や財産に甚大な被害を及ぼすため特に問題となる。我国は世界有数の地震国で，耐震工学は我が国においてその端を発した感があり，1891年の濃尾地震による被害の調査によって先鞭がつけられたと言えよう。

現在用いられている震度法は，地震力を静力学的に取扱うものである。ダムにおいて最初に地震力が考慮されたのは1930年に竣工した小牧ダムであり現在に至っているが，近年の動的解析手法の発展等により，地震に対するダムのより合理的な設計手法の確立が望まれている現況にある。

2. 研究目的

地震力を動力学的に取扱う方法は，近年有限要素法の開発とともに発展している。しかし実際に扱うとなると数多くの問題が残されており，貯水池の評価・減衰定数の設定（逸散減衰・構造減衰の評価）・3次元的取扱いについては不明な点が多い。模型実験はこのような問題の検討には有力な手段である。今年度は，湛水して実験を行う際に要求される，実物と模型の単位体積重量の相似性に着目し，模型材料の検討を行った。

また，重力ダムの設計は堤体に関しては上下流面引張力を許さない，Middle Third の条件，および基礎岩盤についてせん断摩擦安全率を4以上確保する，Hennyの式が用いられている。Middle Third の条件は元来長期荷重を想定しており，地震荷重のように荷重速度が速い短期荷重に対しては現実のコンクリートの動的引張強度に基づいて設計すべきであろう。今回は予備的検討としてダム高と地震応答の関係について動的計算を行った。

3. 模型材料の検討

3.1 相似律

模型実験において重要なのは実物と模型の間に相似律を成り立たせることである。実物および模型に関する物理量をそれぞれ添字Pおよびmを付して表わせば，湛水したダムの模型振動実験に関する相似律は次のように求められる。

ひずみϵは無次元量であるから実物と模型のひずみが等しくなるようにし，長さℓの縮尺をλとする。

$$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p}=1 \cdots\cdots\cdots (1) \qquad \frac{\ell_m}{\ell_p}=\lambda \cdots\cdots\cdots (2)$$

加速度αについては重力加速度が模型においても実物と同じであることから，模型と実物の加速度は等しくなる。また，模型の貯水池に実物と同じように水を湛えるとすれば模型の密度ρは実物と同じになる。

$$\frac{\alpha_m}{\alpha_p}=1 \cdots\cdots\cdots (3) \qquad \frac{\rho_m}{\rho_p}=1 \cdots\cdots\cdots (4)$$

模型と実物の力fの縮尺は，

$$\frac{f_m}{f_p}=\frac{\ell_m^3\cdot\rho_m\cdot\alpha_m}{\ell_p^3\cdot\rho_p\cdot\alpha_p}=\frac{\ell_m^3}{\ell_p^3}=\lambda^3 \cdots\cdots (5)$$

応力σの縮尺は，

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p}=\frac{f_m/\ell_m^2}{f_p/\ell_p^2}=\lambda \cdots\cdots\cdots (6)$$

となる。模型と実物のポアソン比が等しいと仮定すれば，弾性係数Eの縮尺は応力のそれと同じである。

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p}=\frac{\epsilon_m\cdot E_m}{\epsilon_p\cdot E_p}=\frac{E_m}{E_p}=\lambda \cdots\cdots\cdots (7)$$

加速度と長さの縮尺から，時間tの縮尺は

$$\frac{t_m}{t_p}=\frac{\sqrt{\ell_m/\alpha_m}}{\sqrt{\ell_p/\alpha_p}}=\sqrt{\lambda} \cdots\cdots\cdots (8)$$

となる。以上のことから，湛水して実験を行う場合の模型材料には実物と同じ単位体積重量および幾何学的縮尺と同じ比の弾性係数が必要であることがわかる。

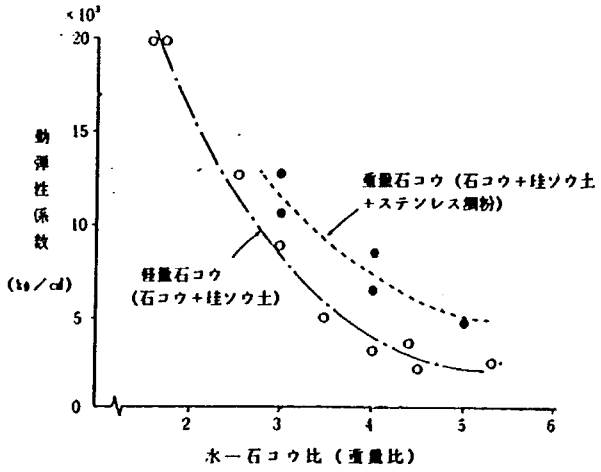
3.2 模型材料の検討結果

相似律によって求められた力学的特性を要する模型材料として石膏を使用することにした。石膏はポアソン比がコンクリートとほぼ同じであり，応力―ひずみ関係がコンクリートとよく似ている等の特徴がある。また石膏に珪藻土と水を混合しその配合比を変えることにより任意の弾性係数が得られ

表―1 配合試験結果

配合比（重量比）			比重	弾性係数
W/P	D/P	S/P		(kg/cm²)
1.5	0	5.0	2.51	29 600
2.4	0.5	7.0	2.85	15 900
3.0	1.0	10.0	2.45	11 700
3.5	1.0	10.0	2.32	9 030
4.0	1.0	10.0	2.11	5 850
4.0	1.5	10.0	2.06	6 430
4.0	1.5	12.0	2.28	8 510
5.0	1.5	12.0	2.00	4 720
5.0	2.0	15.0	2.27	7 400

W：水，P：石膏，D：珪藻土，S：ステンレス



図―1

る。しかし，単位体積重量についての相似律が合わない。そこで材料の比重を増すためにステンレス鋼粉を混合することにした。

まず石膏と珪藻土と水だけを用いて配合試験を行いどこまで弾性係数が下げられるかを試み，その結果2,500 kg／cm²（実物の1／100）程度まで得られた。次にステンレス鋼粉を混合しコンクリートと同じ単位体積重量にした重量石膏の配合試験を行った。結果，約5,000 kg／cm²(実物の1／50)の弾性係数が得られた。（図－1）

今回の試験の結果から実物の1／50程度の縮尺ならば，湛水時にも相似律を満足した模型実験を行えることが確認出来た。

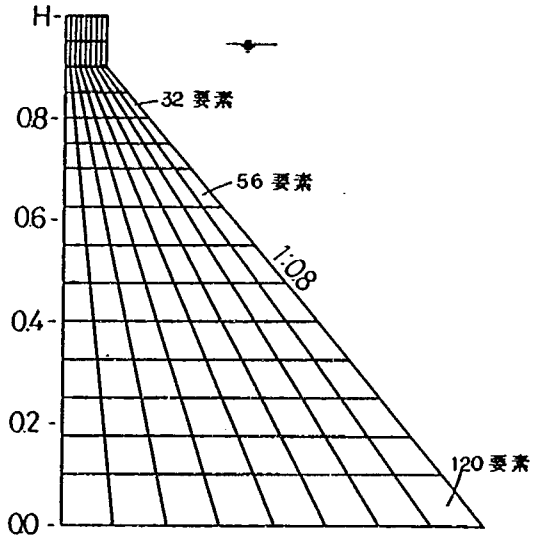
4. ダム高と地震応答の関係

ダム高がそれぞれ60m，90m，120m，150mの4ダムについて，図－2に示す有限要素モデルを用い，動的解析プログラムＥＡＤＨＩによって応答計算を行った。

動水圧の評価はWestergaardの付加質量を用いた。この方法は，加速度が上流側に働いたとき動水圧の位相が180°ずれて堤体に圧縮力として働くため堤体の慣性力と常に同方向に働くことに着目し，堤体に働く動水圧の効果は，ダム堤体上流面に付加された質量によって生じる慣性力として評価するところに特徴がある。

また，ＥＡＤＨＩはモーダルアナリシス法を用いており，諸定数は次の通りである。

使用モード数	1次～6次
各モードの減衰定数	10%
コンクリートの弾性係数	2,500,000 t／m²
ポアソン比	0.2



図－2　解析断面

表－2　入力地震波

相定規模	M 8	M 1.5	M 8
地震波名	四十四田	博　水	三　保
規　模	M 7.9	M 7.4	M 6.7
卓越周期	0.13～1.0 sec	0.5～1.0 sec	0.25～0.33 sec
最大加速度	170 gal	210 gal	210 gal

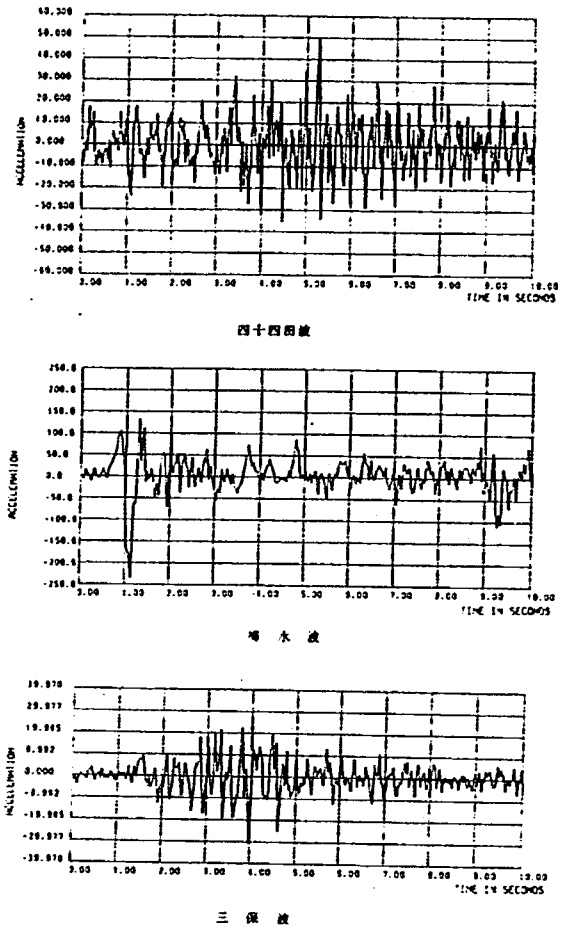
4.1　入力地震

今回の検討に用いる入力地震は表－2に示すように，地震の規模をＭ（マグニチュード）8，Ｍ7.5，Ｍ7の3地震とした。ダムサイトまでの震央距離は「ダムサイドにおける歴史地震調査」（土研資料1367）より決定し，最大加速度は岡本の式から，震央距離と規模とから求めた。卓越周期は，Seedの図より求めた。入力地震波形は「ダムサイト岩盤における地震動」(土研資料1789)から規模の近い地震波を選び，上述の諸条件に適合するように補正を加えた。

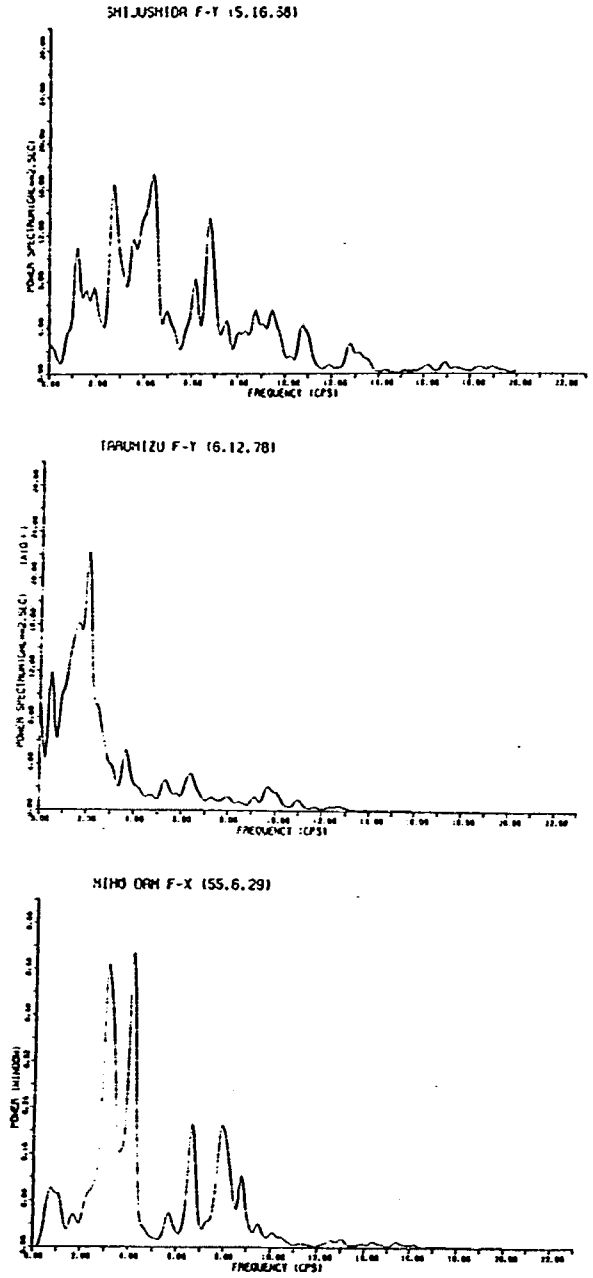
図－3に入力地震波形，図－4に各入力地震波のパワースペクトル曲線を示す。

4.2　計算結果

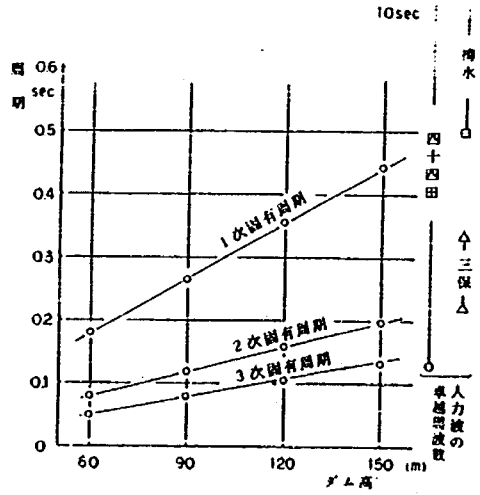
ダム高4種類の各々に対して3種類の地震波を入力し，合計12ケース計算を行った。



図—3　入力地震波形



図—4　パワースペクトル

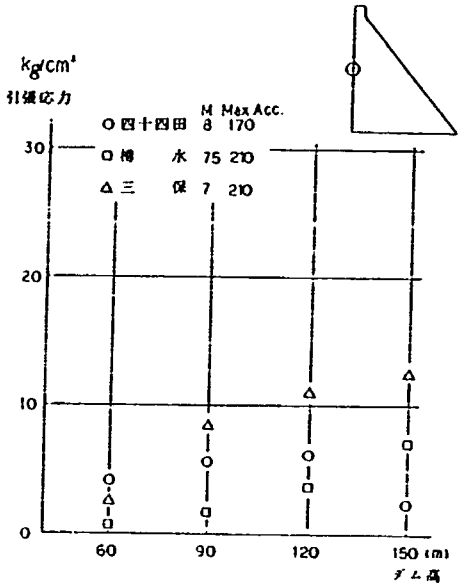


図—5　堤体の固有周期とダム高

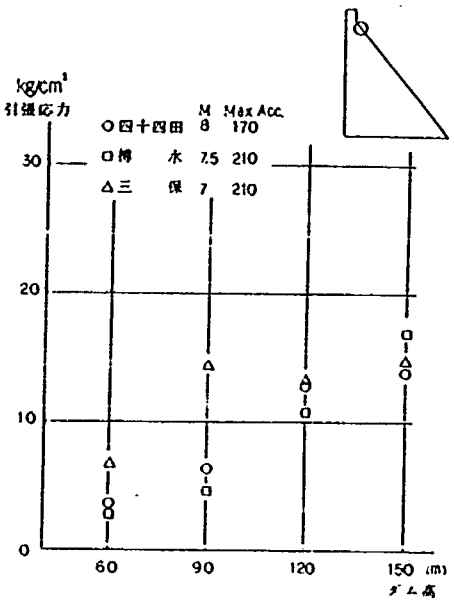
結果の一部を図－5～図－9に示す。図－5は，堤体の固有周期と堤高の関係であり，入力地震波の卓越周期も併記してある。

4.3　堤体の地震時慣性力

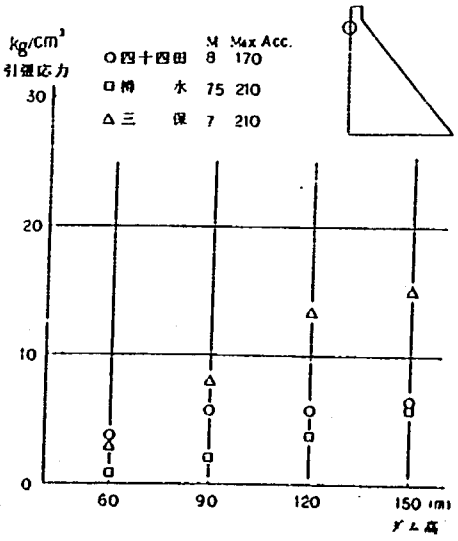
さらに本年度は，計算プログラムＥＡＤＨＩに手を加え，各要素節点の応答加速度に要素質量を掛



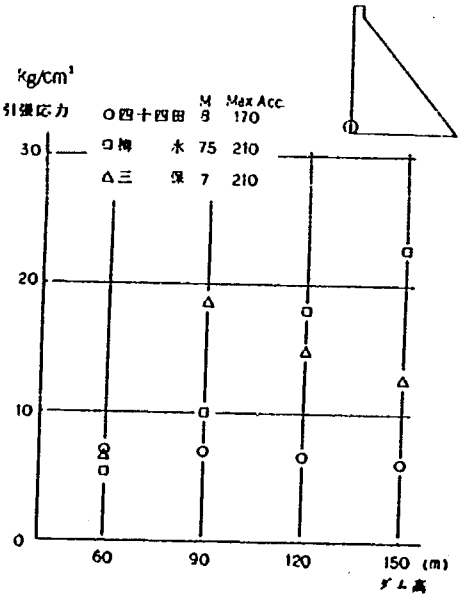
図－6　上流面中位標高の応力



図－7　下流面上位標高の応力



図－8　上流面上位標高の応力

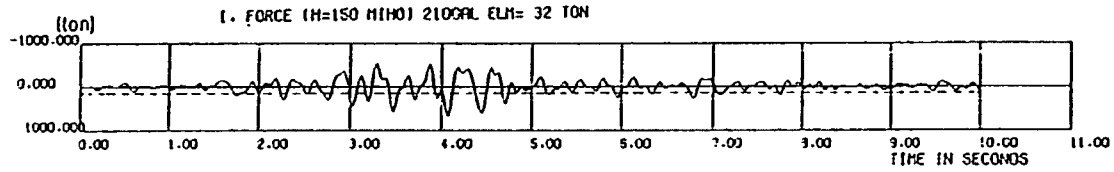


図－9　上流端の応力

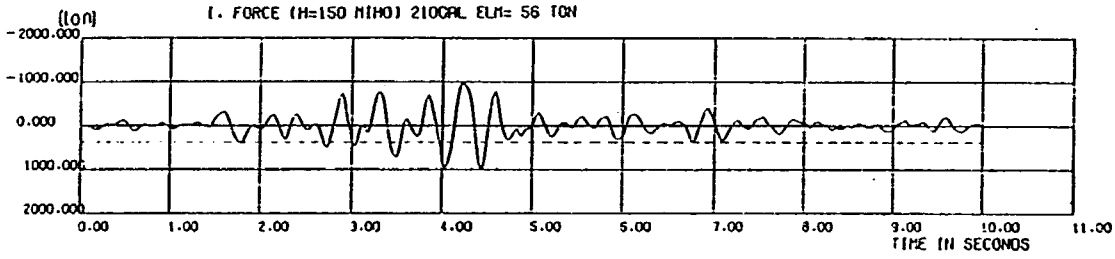
け，地震時慣性力の出力を可能にした。図—10は天端から32要素までの慣性力で，破線は設計震度0.12に相当する慣性力である。また入力地震波は博水波で，ダム高は 150 mである。図—11は天端から56要素までの慣性力。図—12は，120 要素すなわち全堤体の慣性力である。堤体上位標高部では，動的に求めた慣性力が設計震度を越えているが，全堤体では設計震度を越える頻度が少なくなっている。

4.4　まとめ

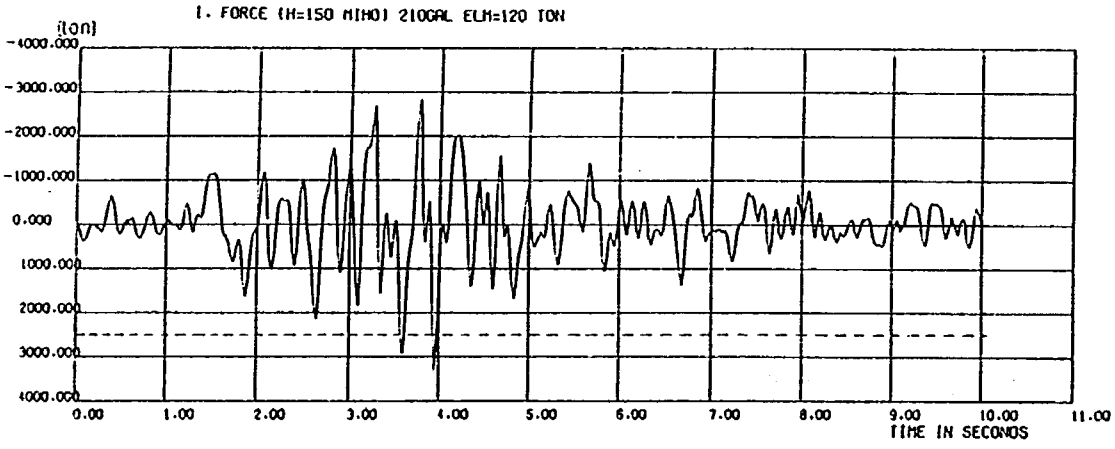
本年度はダム高と地震応答との関係について，引張応力に着目したが，今後は引張応力が発生するときの堤体の震動状態，地震時慣性力に注目した地震時の滑動性等についての総合的な評価手法の確立を目差し，更に検討を続けたい。



図—10　地震時慣性力（天端から32要素まで）



図—11　地震時慣性力（天端から56要素まで）



図—12　地震時慣性力（全堤体）

7. 貯水池の再開発技術に関する調査

7.1. コンクリートダムの再開発に関する調査試験

7.1.1. 嵩上げコンクリートダムの設計法に関する調査

ダム構造研究室 室　長　藤沢倪彦
研究員　永山　功
〃　舟見清己
〃　安田成夫
矢沢克敏
片平　博
増田基晴

1. まえがき

ダムの建設に対する，治水上の要請，水資源の安全確保は従来にも増して強いものがあるが，社会的・技術的に見て，コンクリートダム築造の適地は著しく少なくなってきている。このような背景から，最近ダムの再開発がしきりに叫ばれるようになった。これは既設のダムを嵩上げし，貯水容量を増やしたり，既設ダムに新たな放流設備を設け，より効率的に貯水池を利用しようとするものである。しかし，これらのダムの再開発を円滑に進めるためには，既設ダムの嵩上げ等を安全にしてかつ経済的に実施する手法が早急に必要となる。このような要請に応えるべく，当研究室では昭和55年度より「コンクリートダムの嵩上げに関する調査」に着手しており，本年度は，新旧堤体の打継目に関して若干の解析検討を行ったのでここに報告する。

2. 研究目的

コンクリートダムの嵩上げは，諸外国において数多く実施されており，嵩上げ方法もダムタイプに応じて多種多様である。一方，目を我が国に転じれば，昭和29年に完成された王泊ダムを最初に，桜山ダム，三川ダム，黒田ダム，川上ダムで嵩上げが実施され，新中野ダムが建設中，丸山ダムが実施計画調査段階にあり，さらには数ダムでダムの嵩上げの検討が進められている。これらのダムのタイプは，全て重力式のコンクリートダムであり，嵩上げ方法は新コンクリートを既設ダムの下流面に平行に打設する，いわゆる「平行な嵩上げ」が採用されており垣谷公式が用いられている。本公式は，貯水位を一定に保ち，施工中も貯水池機能を維持する必要性から提案されたものである。新堤体下流面勾配は，旧堤体の上流端鉛直応力と嵩上げ施工終了後の新旧堤体上流端鉛直応力との和が0若しくは圧縮側となるように新堤体下流面勾配が決定される。したがって，施工時水位は新堤体の下流面勾配にとって支配的要素となる。図－1は嵩上げ高と旧堤高の比αをパラメータとし，施工時水位と旧堤高の比βと新堤体下流面勾配mとの関係を求めたものである。施工時水位が旧天端標高に近づくほど新堤体下流面勾配が大きくなり，βが0.8と1.0では，堤体積が15～20%も異なる。

「嵩上げ公式」を導くに当たり，次の事柄が前提となっている。

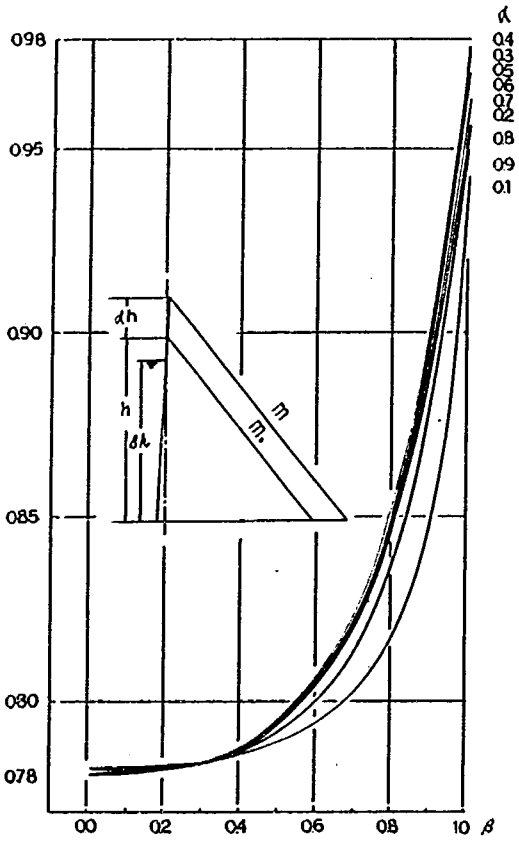
1. 新コンクリートの硬化収縮による容積変化を無視する。
2. 新旧コンクリートの物理的性質の相異等を無視する。
3. 新旧コンクリートが一体となれば剛体力学的に取扱うことができる。
4. 新旧コンクリートは，自重の他は外力を受けずに硬化するものとする。

そこで，より合理的な嵩上げに対する解析手法を研究することとし，昭和56年度においては次の事項について２次元ＦＥＭ弾性計算により検討した。

1. 基礎岩盤の弾性係数の相異による影響
2. 新旧堤体の弾性係数の相異による影響
3. 貯水位の変動による影響
4. 新旧堤体の打継面の影響

計算の結果，項目１～３については，堤体の応力上何ら問題がないことが明らかになった。４については，昭和56年度において計算プログラムANSYSにより打継目の連続をはずし，弾性計算を行ったところ，打継目は新堤体自重により閉じる傾向にあり，貯水池荷重により開く傾向にあることが明らかになった。

本年度は，新旧堤体打継目の挙動についてさらに検討を加えた。



図－１

3. 研究方法

3.1. 実測挙動記録の検討

コンクリートダムの嵩上げでは，新旧コンクリートの接着性が問題とされ，新中野ダム及び川上ダムでは，新旧堤体打継目にせん断変位計・継目計を埋設し，新コンクリート硬化時および湛水時の挙動を計測しており，それらの検討を行った。

3.2 計算による打継目の挙動解析

新旧堤体打継目の初期状態が，新たな荷重によってどのように挙動するかを，計算プログラムANSYSにより検討し，堤体応力については２次元F.E.M弾性計算により検討した。

4. 研究結果

4.1. 実測挙動記録の検討

4.1.1. コンクリート硬化時の挙動

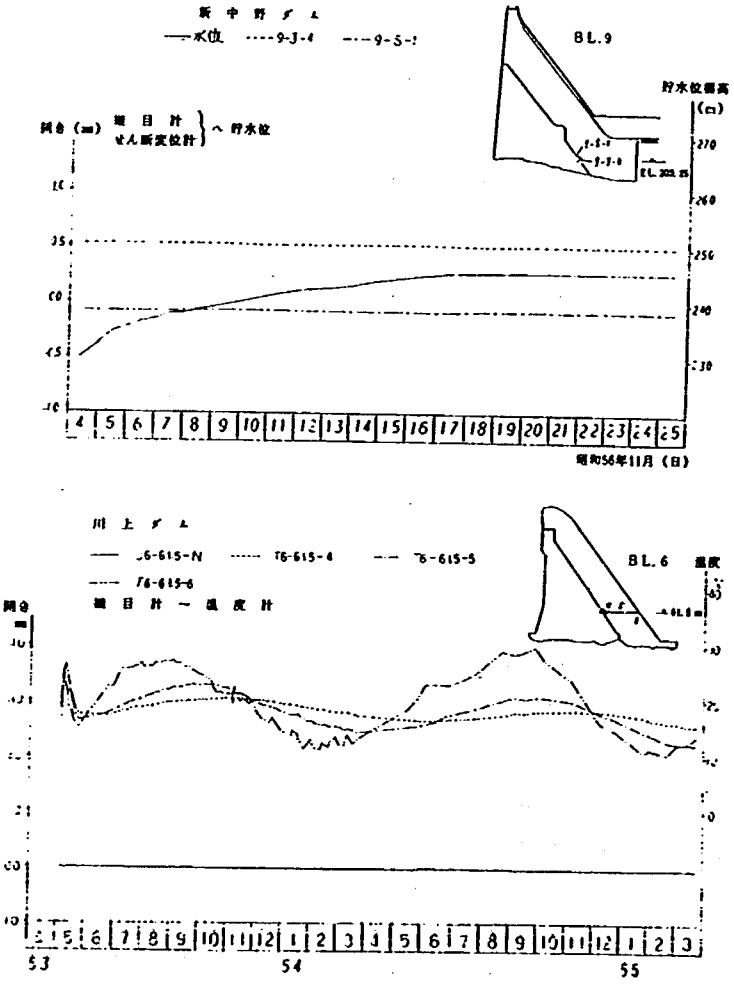
図－2は，新中野ダム，川上ダムの新旧堤体打継目の挙動を，新コンクリート硬化時について示したものである。新中野ダムは，継目計およびせん断変位計がBL.7およびBL.9に埋設されており，図は9BL.のEL.200.25mの継目計および新堤体に埋設した2個の温度計と旧堤体に埋設した温度計の観測値である。継目計は，コンクリートの硬化熱の影響を受けた挙動を呈しており，コンクリート温度の低下とともに継目計は打継目が開く傾向にあることを示し，埋設後5ケ月目で1.3㎜もの開きを記録している。

川上ダムは，BL.5およびBL.6に継目計とせん断変位計を埋設している。図にはBL.6のEL.61.5mの継目計と新堤体に埋設した3個の温度計の観測値を示した。継目計は埋設直後から0の値を示し変動していない。その他の部位の継目計およびせん断変位計についても，このような傾向が現われており，川上ダムにおいては，新コンクリートの硬化熱の影響が新旧堤体の打継目に何ら現われないと言えよう。

新中野ダム・川上ダムの新コンクリートは，ともに打設時の温度が16℃で，最高温度27℃に達したのち降下している。両ダムとも新堤体コンクリートのクーリングを実施し，川上ダムでは打継目処理として，旧堤体下流面表層の風化部分をはつり，差筋を挿入している。新中野ダムでは，旧堤体下流面数cmをピックハンマーではつり打継目処理としているが，打継目の挙動の相異が，継目処理の違いによるのかについてはさらに検討が必要である。

4.1.2. 湛水時の打継目の挙動

図－3は，新中野ダム・川上ダムの新旧堤体打継目の挙動を湛水時について示している。新中野ダムでは湛水による打継目挙動の変化は確認されない。同様に川上ダムにおいても，湛水による打継目挙動の変化は見られない。さらに傾斜継目を有する東山ダム（縦継目が下流面に平行に，



図－2　コンクリート硬化時の打継目の挙動

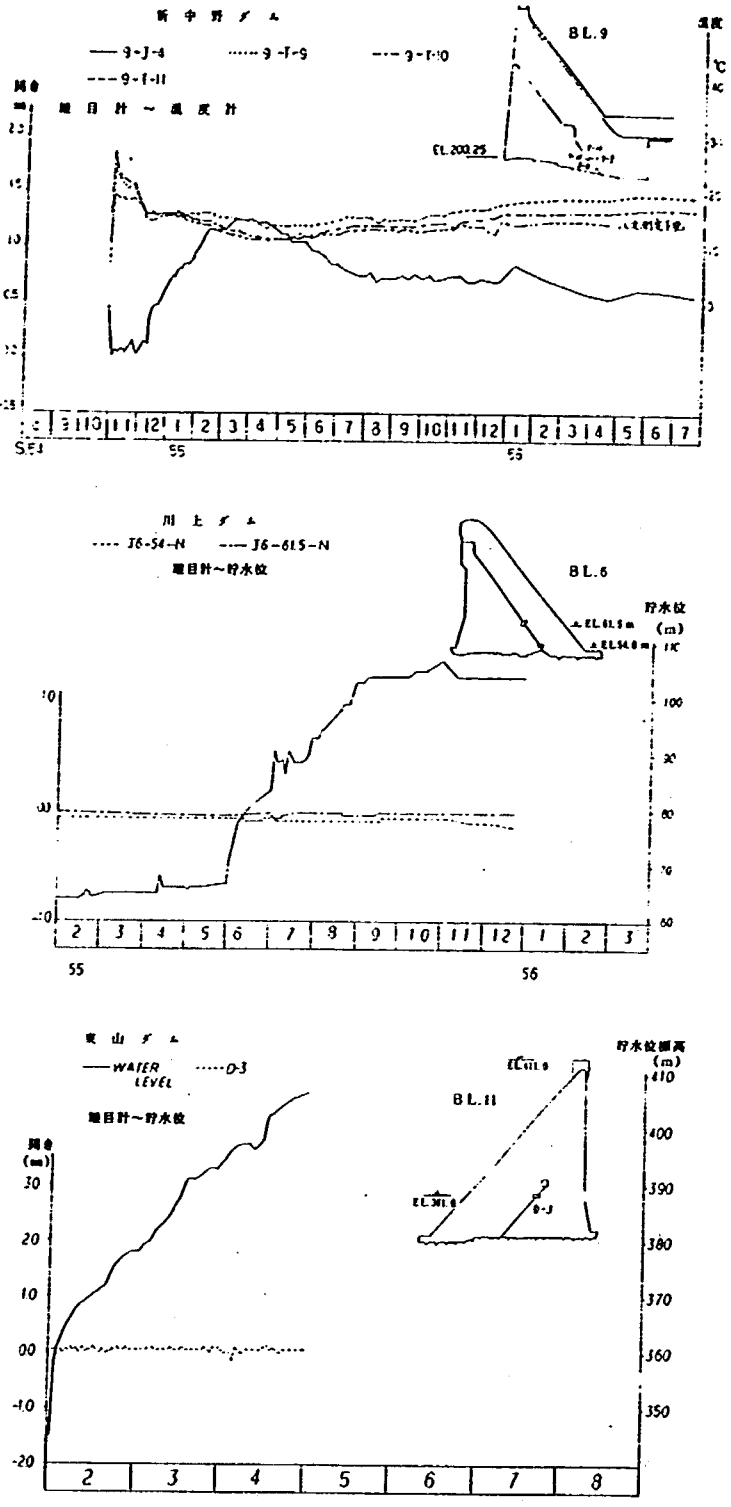
すなわち堤体の第一主応力方向に平行に設けられており，ジョイントグラウチングを施さず，構造的に嵩上げダムと同様に扱うことができる。）においても縦目計が傾斜縦目に埋設されているが，湛水による変動は確認されていない。新中野ダム・川上ダム・東山ダムとも共通して，縦目計は湛水前の値を維持するという計測結果となり，少なくとも湛水によって打継目は開く傾向にはないということが言えよう。

4.2. 計算による打継目の挙動解析

4.2.1. ANSYSによる解析

計算プログラムANSYSは，新旧堤体の打継目にGap要素を設け，新旧堤体の間隔がδ（初期の間隔）未満の場合Gap要素はKなる弾性係数をもって荷重（圧縮力）を伝達し，新旧堤体の間隔がδ以上のときGap要素は$K/10^6$で荷重を伝達する。したがって引張力はほとんど伝達されないわけである。

前年度における解析結果では，貯水池荷重は打継目を開かせるように作用し，新堤体自重は打継目を閉じさせるように作用することが明らかになっている。図—4は，貯水池荷重による打継目の挙動を示している。条件が異なる3つの打継目で，打継



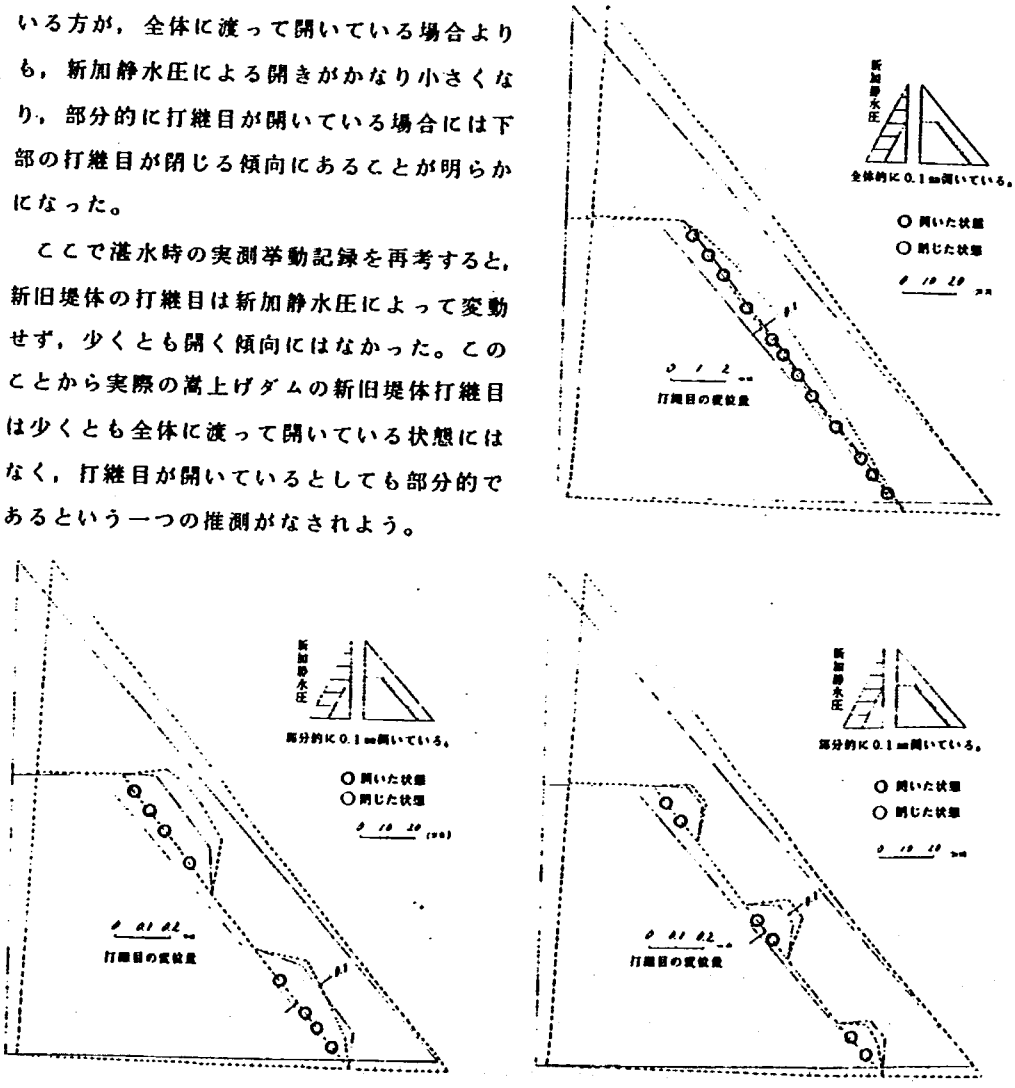
図—3

目が全体に渡って0.1㎜開いている場合，打継目の上部と下部が部分的に0.1㎜開いている場合，打継目の3ケ所が部分的に0.1㎜開いている場合である。図中，点線は新旧堤体及び打継目の変位量を，一点鎖線は打継目の初期の開きを示す。但し，打継目の変位量と堤体の変位量とでは，縮尺が異っている。

全体に渡って0.1㎜開いている打継目では，旧天端の施工時水位から湛水による新たな付加静水圧（新加静水圧）を作用させると0.82㎜さらに開いた。部分的に2ケ所打継目が0.1㎜開いている場合，打継目の上部では0.17㎜の開きとなっているが，打継目下部では開きが初期開度以下になり閉じる傾向にあることがわかる。3ケ所部分的に開いている場合にも打継目下部では閉じる傾向を示し，最大の開きは中央部打継目の0.14㎜である。

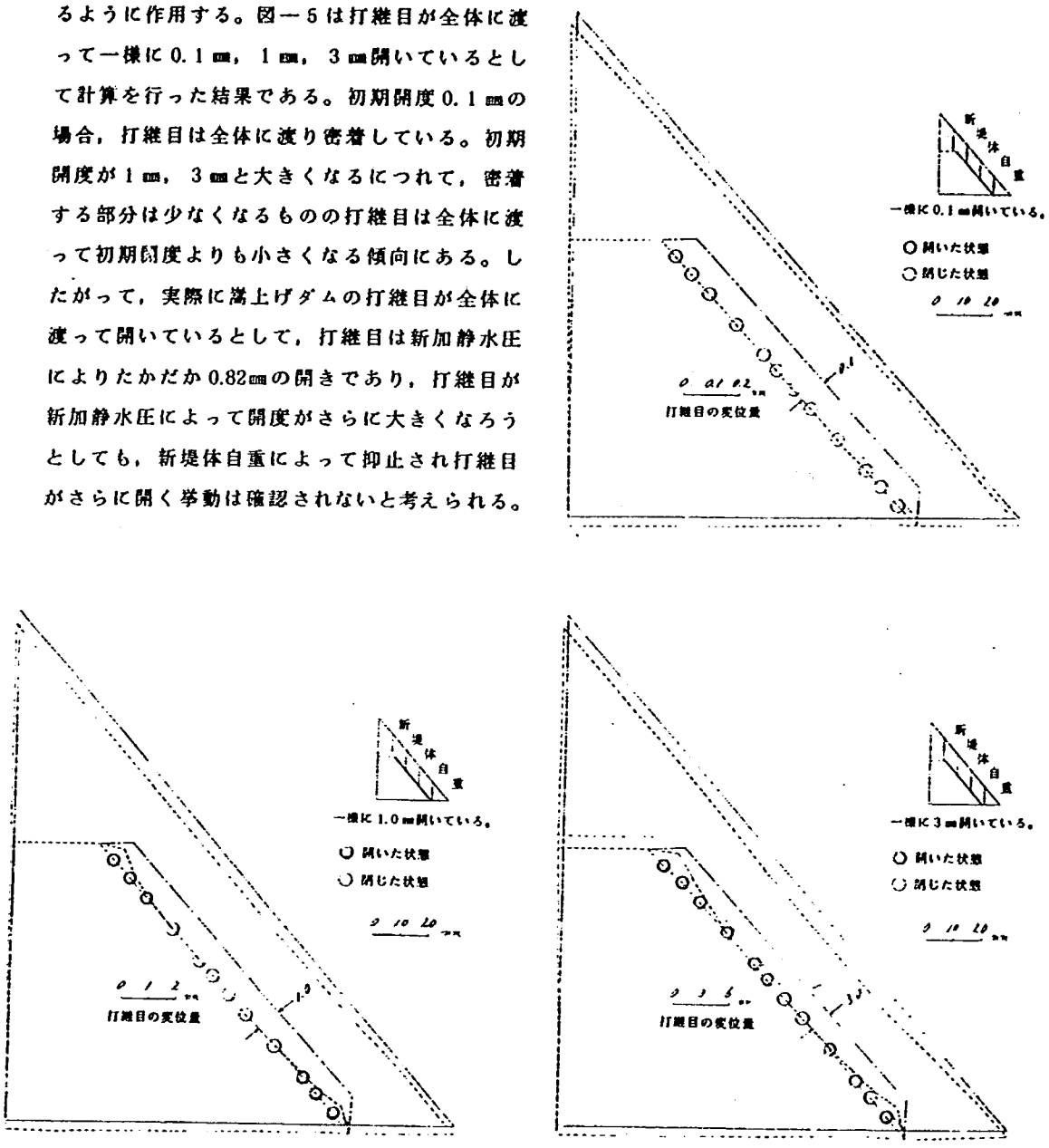
当然のことながら打継目が部分的に開いている方が，全体に渡って開いている場合よりも，新加静水圧による開きがかなり小さくなり，部分的に打継目が開いている場合には下部の打継目が閉じる傾向にあることが明らかになった。

ここで湛水時の実測挙動記録を再考すると，新旧堤体の打継目は新加静水圧によって変動せず，少くとも開く傾向にはなかった。このことから実際の嵩上げダムの新旧堤体打継目は少くとも全体に渡って開いている状態にはなく，打継目が開いているとしても部分的であるという一つの推測がなされよう。



図―4　貯水池荷重による打継目の挙動

次に，新堤体自重は新旧堤体の打継目が閉じるように作用する。図－5は打継目が全体に渡って一様に0.1㎜，1㎜，3㎜開いているとして計算を行った結果である。初期開度0.1㎜の場合，打継目は全体に渡り密着している。初期開度が1㎜，3㎜と大きくなるにつれて，密着する部分は少なくなるものの打継目は全体に渡って初期開度よりも小さくなる傾向にある。したがって，実際に嵩上げダムの打継目が全体に渡って開いているとして，打継目は新加静水圧によりたかだか0.82㎜の開きであり，打継目が新加静水圧によって開度がさらに大きくなろうとしても，新堤体自重によって抑止され打継目がさらに開く挙動は確認されないと考えられる。



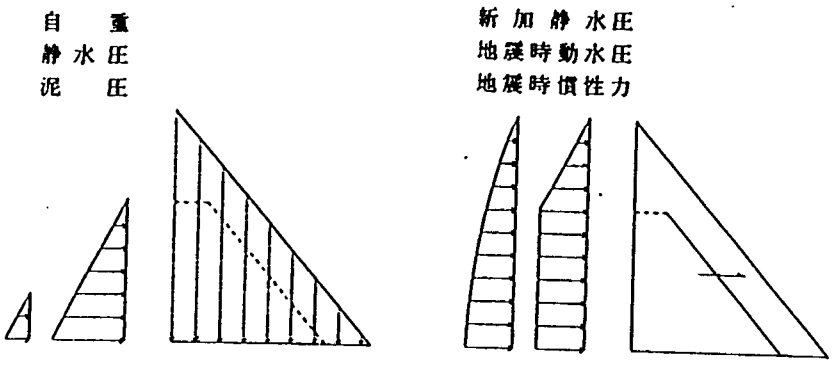
図－5　新堤体自重による打継目の挙動

4.2.2.　堤体応力の検討

堤体応力は2次元ＦＥＭ弾性計算により検討した。新旧堤体自重・静水圧（施工時水位）・泥圧を荷重として求めた応力（図－6(a)の計算）を図－6(b)の計算の初期応力とする。図－6(b)に示す計算では，新旧堤体打継目において連続をはずし，新加静水圧・地震時動水圧・地震時慣性力を作用させた。図－7は，嵩上げダムの実測挙動から，新旧堤体の打継目が部分的に6ヶ所開

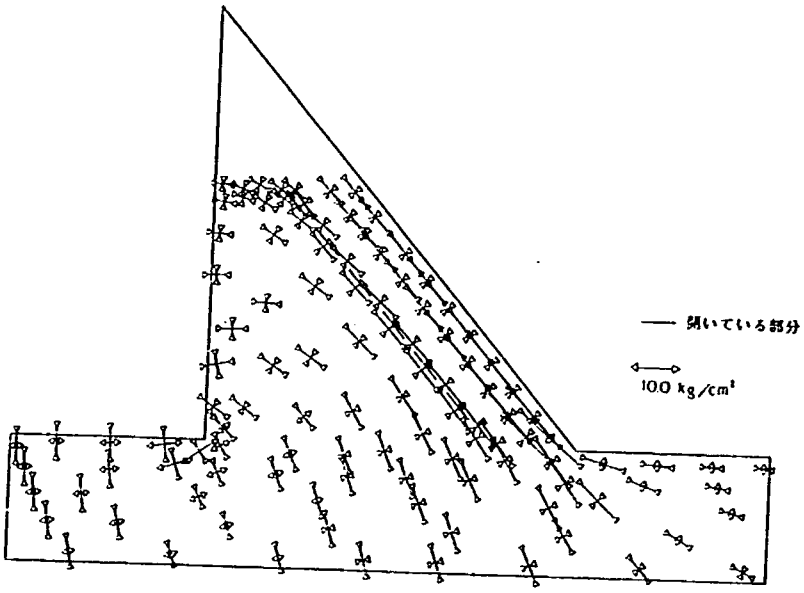
いているとしたときの，堤体の主応力図である。

打継目周辺には，引張応力が発生しておらず打継目の開いている部分がさらに広がる状況にはないことがわかる。



(a)　湛水前の荷重条件　　(b)　湛水後の荷重条件

図－6　作用荷重の順序



図－7　主応力図

5.　まとめと今後の研究動向

嵩上げダムの打継目の挙動についてまとめると

1）実測挙動によれば，打継目は湛水による新たな荷重（新加静水圧）によって開く傾向にはない。

2）湛水前の打継目は，少なくとも打継目全体が離れているのではなく，開いているとしても部分的であると考えられる。（計算プログラムANSYSによる計算結果）

これについては，新コンクリートの初期材冷時における挙動，測定計器の埋設時の挙動を検討する必要がある。

3）新旧堤体打継目は，新堤体自重により閉じる傾向にあり，打継目全体が一様に開いている場合初期開度が3㎜までなら新旧堤体は接着する。

4）新旧堤体打継目が部分的に開いている場合，新加静水圧による堤体応力は打継目の開きをさらに広げる状況にないことがわかった。

等が挙げられる。

次年度以降は，打継目の温度荷重による影響を中心に検討する。

1）コンクリートの硬化熱による打継目への影響

2）季節的温度変化による打継目への影響

3）ある初期開度をもつ打継目に新堤体の厚み（旧堤高と嵩上げ高との比）が及ぼす影響

4）実測挙動の収集（新中野ダム本湛水）

昭和56年度

地方建設局依頼調査試験報告

6.3. 温井ダム本体構造設計

ダム構造研究室　室　　長　水野　光章
主任研究員　斎藤　孝三
研　究　員　永山　　功
研　究　員　新高　庸介
矢沢　克敏
片平　　博

1. まえがき

温井ダムは太田川水系滝山川に建設中のダム高155mの多目的ダムである。昨年度よりアーチダムとしての本格的な地質調査、堤体設計を実施することとなり、その一部を地建から依頼され、堤体形状、座取り、基礎岩盤の安定性等の研究を行ったものである。

2. 研究目的

現地での地質調査・岩盤試験の結果を基にした基礎設計条件の検討を行い、ダムサイトの地形地質に適した座取り、堤体形状を考える。

3. 研究方法

弱層の性状追跡調査および原位置剪断試験から弱層をモデル化しその強度評価を行うのと並行して基礎岩盤の安定解析手法について検討する。

4. 研究結果

4.1 弱層の特徴

温井ダムの弱層は、他ダムに比して、規模が小さく粘土も薄い。同一弱層でも、場所により性状が大きく異なる。走向方向に大きなアンジュレーションと横坑壁スケールの小さなアンジュレーションを伴っている。

4.2 高角度弱層の強度評価

高角度弱層の強度は、挟雑物質の材料強度と走向方向のアンジュレーションに左右されるという考え方を基本とし、弱層材料を粘土、マサ、クラッキーゾーン、周辺部に分類しそれぞれの材料強度を原位置実験等から評価し、また走向方向のアンジュレーションのうち横坑スケールの小さなアンジュレーションのみを数学的モデル化によって評価した。（表－1および図－1）

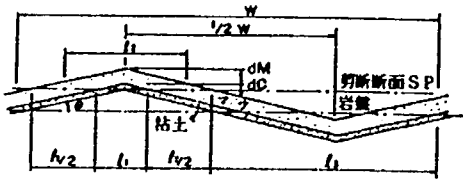
上述の材料強度を用いアンジュレーション効果を考慮して弱層の強度を算定した結果、弱層強度は「粘土＋マサ」の厚さに大きく影響されることおよびアンジュレーションの振幅から「粘土＋マサ」の厚さが4cm以下のときアンジュレーション効果が期待できるので4cmを判断の基準と

できることが判明した。図－2にこの手法による強度評価を示す。

表－1

挟雑物の材料強度

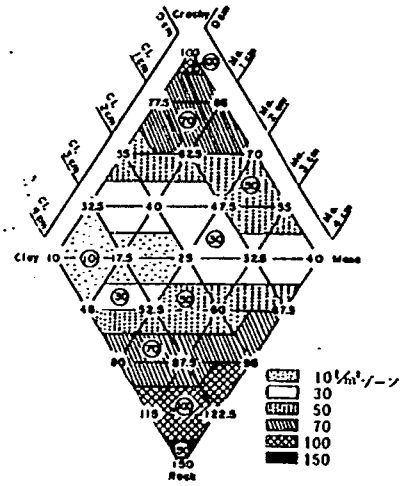
	剪断強度 τ_0(t/m²)	備　　考
粘　土	10	温井ダム　F－6(AL－4－①～③)
マ　サ	40	八田原ダム　F－3
クラッキーゾーン	100	温井ダム　F－7(AL－16－①③)
周辺部	150	温井ダム岩盤試験



図－1　アンジュレーションのモデル

4.3　低角度節理の強度評価

低角度節理の強度は、アーチダムの基礎岩盤の検討上必要となる三次元安定計算を行うに当たり重要となるものであるが、マサを挟んだ風化節理（Aタイプ）と何も挟んでいない節理（Bタイプ）に分類して評価した。前者については、分布するゾーン全体にわたり節理そのものの強度として他ダムの試験データより $\tau_0 = 40$ t/m²とし、後者については当サイトの試験データより $\tau_0 = 150$ t/m²と評価した。



図－2　材料組合せ別強度評価

表－2

低角度節理

	節理の種類	剪断強度 τ_0(t/m²)
A TYPE	マサをはさんだ節理	40
B TYPE	何もはさまない節理	150

4.4　剛体滑り法の検討

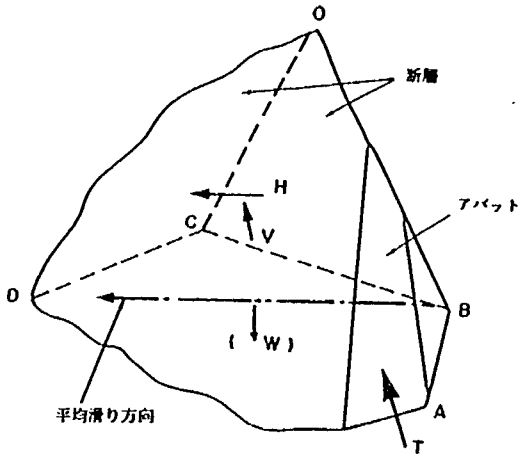
剛体滑り法における剛体形状を解析対象断層と川側の自由面で区切り、底面は水平とし安全率

を　$N = \dfrac{\Sigma \tau_F A_F + \tau_B F_B + f_F V + f_B W}{H}$　で求めた。（図－3）

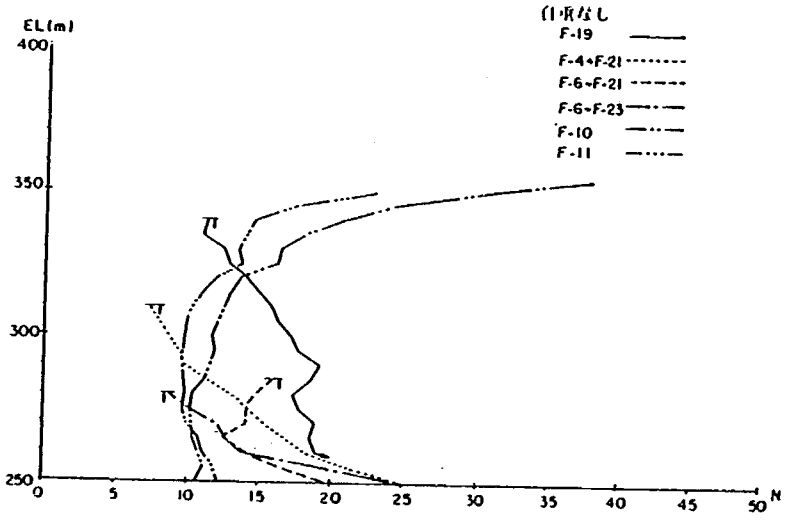
ここに　τ：剪断強度、f：内部摩擦係数、A：滑り面面積、V：滑り方向に垂直な外力の成分

H：滑り方向に平行な外力の成分、W：剛体自重　（サフィックス　F：弱層、B：底面）

上述の如く、剛体滑り法では一般に剛体底面を水平と仮定して解析しているが、底面を川落ち、下流落ちに取った方が安全率が低下することが確められている。これは剛体自重が剪断破壊を生じさせる力として作用するためであり、極端な場合は剪断力のほとんどが剛体自重によるものとなる。この剛体自重が剪断荷重の大部分である場合の安全率は、アーチダム建設の有無に関わらず基礎岩盤が持つ値である。この安全率をダムを築造することによって所要の安全率（4ないし6）まで高める必要があるかは今後議論の余地があり、現在のところは前式において、剛体自重Wを無視して、ダム築造によって新たに基礎岩盤に作用する力に対しての安全率で検討を進めることを考えている。（解析結果を図－4に示す。）



図－3　剛体滑り法のモデル



図－4　剛体滑り法（剛体自重無視）解析結果

5.　今後の問題点

以上述べたような挟雑物の材料強度の組合せとアンジュレーション効果のモデル化による弱層強度評価の手法はまだ確立されたものではなく今後原位置弱層剪断試験の結果の再整理および追加の試験等によって検証、再検討する必要がある。

また基礎岩盤の安定解析法については、剛体自重を考慮しない剛体滑り法等について検討したわけであるが、安全率を左右する可能性のある自重を無視することに疑問がないわけではなく、今後、剛体滑り法の底面の傾斜角の検討、および起こり得る荷重条件、破壊形状ということを考えたいわゆる厳密な応力再現法のような解析法の考察も進めていきたい。

7.2. 富郷ダム本体構造設計

ダム構造研究室　室　長　水野　光章
主　研　斉藤　孝三
研究員　永山　功
研究員　安田　成夫
矢沢　克敏
白江　健造

1. まえがき

富郷ダムは吉野川水系銅山川に建設する高さ 111mのダムで、かんらん岩類からなる基礎岩盤は堅硬で、かつ峻な地形を呈しているため、構造上、アーチ重力ダム等の3次元設計によるダムを築造するのが適切であると考えられる。最終的な型式の選定は、安全性、経済性、その他種々の要因を総合的に判断して定められるべきであるが、当研究室ではこのうちアーチ重力ダムを想定した場合の問題点について検討を行うことにしている。

2. 研究目的

富郷ダムにおけるアーチ重力ダムの適応性について検討する。

3. 研究方法

荷重分割法と有限要素法によって、アーチ重力ダムの特性と問題点を検討する。

4. 研究結果

4.1 検討項目

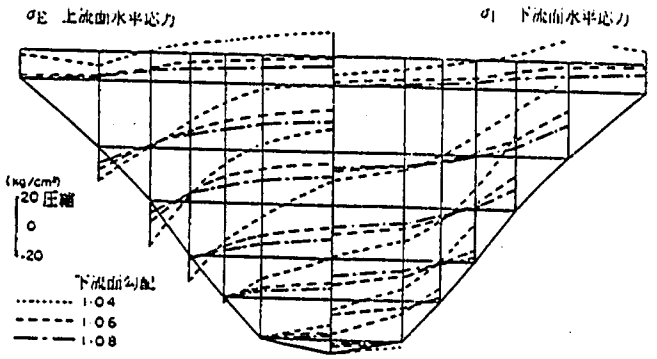
アーチ重力ダムの特性は、主としてアーチ中心角と下流面勾配によって支配される，従って以下この2点について検討する。定性的な傾向をみるため、解析は簡便法として荷重分割法によった。

4.2 アーチ中心角の影響

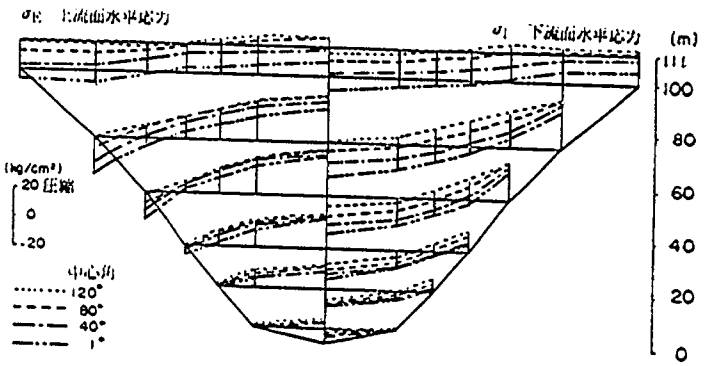
アーチ中心角と提体応力の関係を図－1に示す。当然のことながら、中心角が大きくなるほど応力分布は向上する。また注目すべき点として、アーチ中心角がほぼ0°の場合でも、かなりの荷重が水平方向に伝達されている。

4.3 下流面勾配の影響

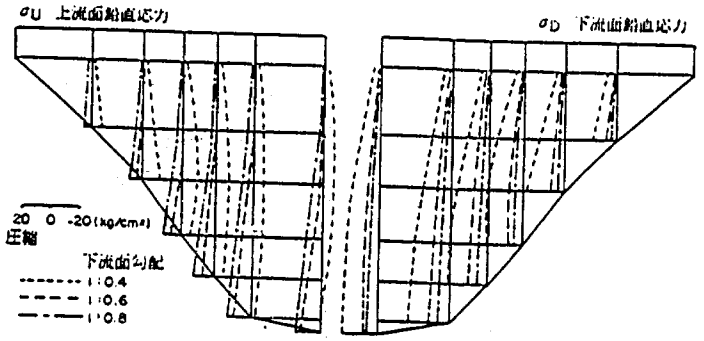
下流面勾配と提体応力の関係を図－2に示す。下流面勾配の変化による荷重分担の変化は比較的小さく、断面2次モーメントの変化によるアーチ応力の変化を別として、アーチ応力の分布形はほぼ相似的である。片持梁応力については、自重による抵抗モーメントが大きくなる結果、下流面勾配が大きいほど上流側引張応力は小さくなる。



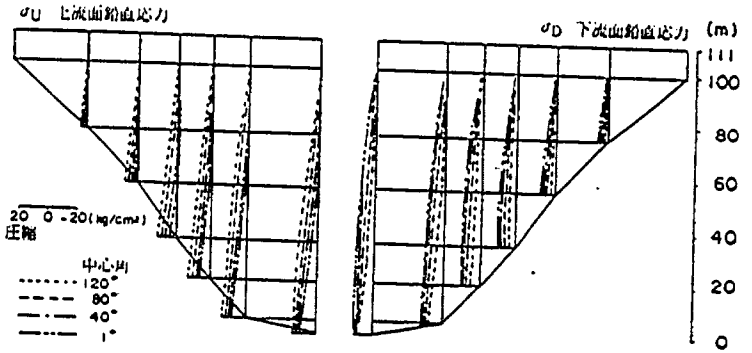
図－1(1) 下流面勾配の変化による水平応力の増減（中心角40°）



図－2(1) 中心角の変化による水平応力の増減（下流面勾配6分）



図－1(2) 下流面勾配の変化による鉛直応力の増減（中心角40°）



図－2(2) 中心角の変化による鉛直応力の増減（下流勾配6分）

4.4　適切と思われるアーチ中心角と下流面勾配の組合わせ

大きな引張応力の発生を避けるようなアーチ中心角を下流面勾配の組合わせを考えると、概ね表－1のとおりである。

表－1　予想されるアーチ重力ダムの断面

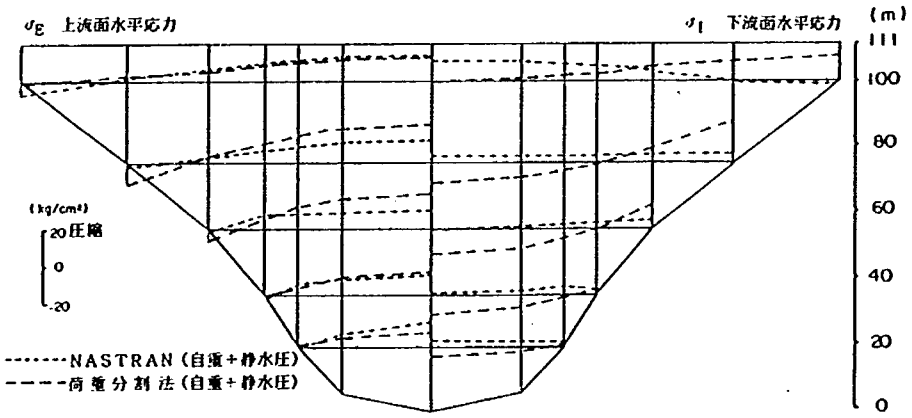
中心角	下流面勾配
0°	1：0.8以上
40°	1：0.8
80°	1：0.6
120°	1：0.4

4.5　有限要素法による解析

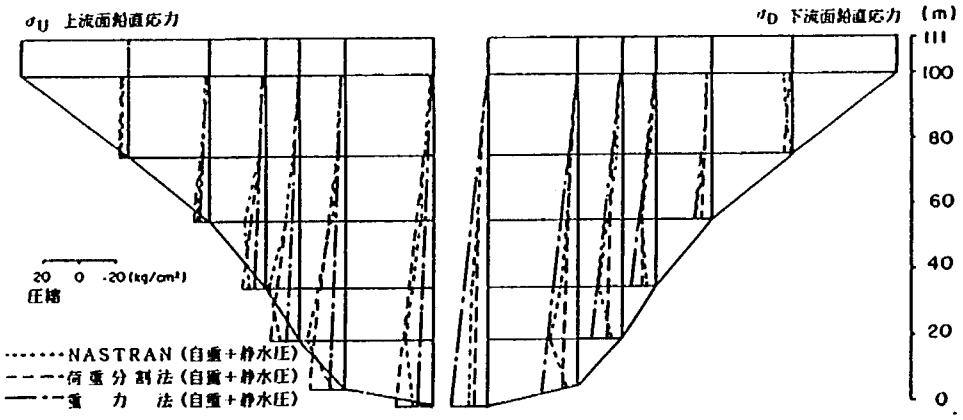
表－1の結果に基き、一例として下流面勾配8分、中心角40°として有限要素法による解析を試みた結果が図－3である。有限要素法の結果は荷重分割法の結果よりも小さな応力を示している。

5.　今後の方針

本年度の調査によりアーチ重力ダムの概略特性が得られたが、今後は精度の検討を含めて、最適なアーチ重力ダムの形状決定を行う予定である。



図－3(1)　自重＋静水圧による水平応力（下流面勾配8分，中心角40°）



図－3(2)　自重＋静水圧による鉛直応力（下流面勾配8分，中心角40°）

昭和57年度

地方建設局依頼調査試験報告

6.2. 温井ダム本体構造設計

ダム構造研究室　室　長　藤沢倪彦
研究員　永山　功
研究員　新高庸介
矢沢克敏
片平　博

1. まえがき

太田川水系滝山川に建設中の温井ダムは，堤高155 mと直轄アーチダムとしては最大級の規模を有しており，そのためその構造検討等について地建より本研究室に協力依頼があったものである。

本研究は昭和52年度より開始し，その間地質調査等の進展に応じて座取り，堤体形状，基礎岩盤の安定性等の検討を加えてきたが，この度ダムサイト周辺の地質状況がほぼ判明し，座取り，堤体形状も詰まってきたのでここにその概説を示すものである。

2. 研究目的

堤体コンクリートの強度と基礎岩盤の強度とを最大限に利用し，基礎岩盤の安全性，施工性，経済性を確保する堤体の座取りおよび形状を決定する。

3. 研究方法

(1) 荷重分割法による堤体応力の比較検討

(2) 3次元有限要素法による堤体応力の検討

(3) 有限要素法による基礎岩盤安定解析

4. 研究結果

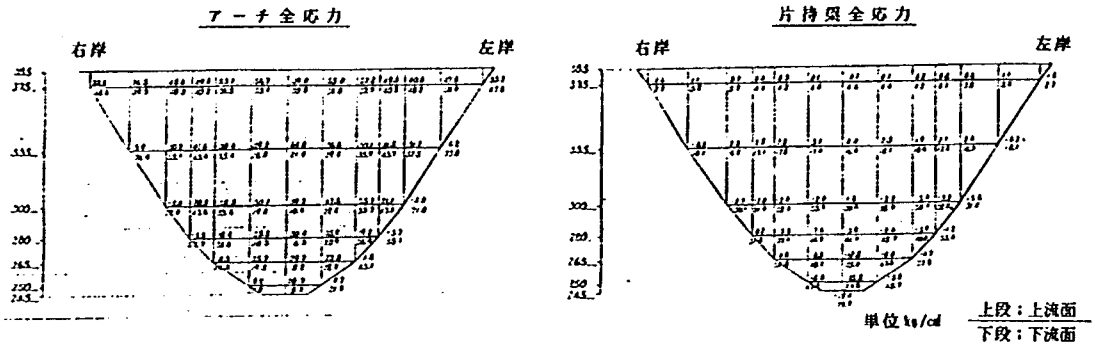
4.1 座取り

ダム軸は，基礎岩盤内の堅岩等高線，弱層の位置・走向に基づいて決定すべきものであり，当ダムサイトでは左岸側の尾根部の薄さ，NW系，NS系の弱層の組合わせに問題があることから，上流案，中流案，下流案等多くの案の中から，左岸においてダムスラストが最も山側に向く中流A案が優れていると判断された。また根入れ深さは所要堅岩線（堅岩部の剪断強度 τ_0 =250 t/m², 内部摩擦角 f =1.2とし，弱層の密集する部分はその密集度を加味して τ_0 = 150 t/m², f =1.0まで順次，物性値を低下させる。)を用いて堅岩等高線の位置関係から最適なものを求めた。

4.2 堤体応力

常時満水位，サーチャージ水位，設計洪水位，低水位の各水位のうち，温井ダムにおいて堤体応力上最も危険となるのは，地震時にコンクリート強度を標準試験値の30%増しとして取扱い得ること

を考え合わせると設計洪水位である。荷重分割法（半径方向調整）および3次元有限要素法による応力解析の結果からアーチスパン，アーチ中心角，オーバーハング量，アーチ厚等の調整を行い図－1の応力状態（荷重分割法での応力値）まで堤体形状を改善した。

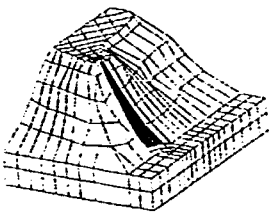


図－1　設計洪水位時の応力

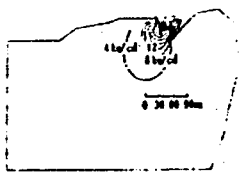
最大圧縮応力76kg／cm²,最大引張応力29.5kg／cm²という値は既設アーチダムの応力解析結果と比較して遜色ないものであるが，3次元有限要素法の結果，従来から荷重分割法と模型実験との定性的な差として考えられてきた『下部標高の上流面鉛直応力は荷重分割法の結果より20～30kg／cm²圧縮側へ移行する。』ことの信憑性が問題となり今後詳細に検討する必要が生じた。

4.3　基礎岩盤の安定解析

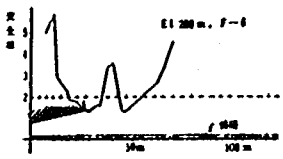
基礎岩盤の安全性を検討するために図－2に示す解析モデルを用い3次元応力状態を把握するとともに，2次元有限要素によって弱層とアーチスラストの関係を検討した結果，左岸山刺しの弱層がアバットメントに表われる付近で局所剪断摩擦安全率が，2.0を下回る部分が存在する。しかしこの部分は極めて限られた範囲であり全体滑り面を形成するとは考えられず，アバットメントにおける一部置換等の基礎処理で十分対処できるものである。



図－2　3次元有限要素法に用いた解析モデル



図－3　主応力コンター（Eℓ 280 m）



図－4　弱層沿いの局所安全率

5.　今後の問題点

以上，堤体応力，基礎岩盤の安全性共に一応満足すべき結果を得たが，まだ解析手法自体による誤差もあり，堤体応力に対しては3次元有限要素法の要素分割を更に細かくして解析を行い，来年度実施する模型実験とともに応力の最終的な検証を行うこととする。また基礎岩盤の安全性についても有限要素法の精度の検討を十分行いながら基礎処理法の確立を目差すものである。

7.2. 富郷ダム本体構造設計

ダム構造研究室　室　長　藤沢兄彦
主　研　斉藤孝三
研究員　永山　功
〃　安田成夫
矢沢克敏
小林政登

1. はじめに

富郷ダムは吉野川水系銅山川に建設を進めている高さ111 mのダムである。かんらん岩類からなる基礎岩盤は極めて堅硬であり，また地形的も急峻な谷形状を呈しているため，アーチダムの採用についても検討された経緯がある。最終的には経済性，施工性，その他の要因を総合的に判断して重力ダムが採用されることになったが，重力ダムを採用した場合，急峻な谷地形のため従来的な二次元設計によってのみ安定計算を行うには不安が残り，三次元的な安定性についても検討する必要が生じた。このため，本研究は，重力ダムに平面的な曲率を持たせてアーチ重力ダムとした場合の構造計算について地建より依頼を受けたものである。

2. 研究目的

アーチ重力ダムの構造解析を行い，その安定性について検討を行う。

3. 研究方法

荷重分割法及び有限要素法を用いてアーチ重力ダムの特性と問題点を把握する。

4. 研究結果

4.1 検討項目

重力ダムの安定性は転倒，滑動，強度の三条件に対して検討される。ただしアーチ重力ダムは三次元不静定構造物であり，またその形状から，アーチダム同様転倒に対する条件は削除されることになる。一方，ダム形状は，下流面勾配と中心角によって規定されるため，これらのパラメータに対して上記設計条件について検討を行った。

4.2 堤体応力（強度）についての検討

4.2.1 中心角の影響

中心角が大きくなるほどアーチ作用が大きくなり，片持梁に作用する曲げモーメントは小さくなる。また中心角を0°とした直線型のダムでも三次元構造とした場合，かなりの応力が水平に伝達されることになる。応力上問題となる点はアーチダムと同様，上流面クラウン付近と上流面アバット付近である。

4.2.2　下流面勾配の影響

下流面勾配はアーチ方向への荷重分担にほとんど影響を及ぼさない。ただし，断面2次モーメントの増加によって発生する応力は下流面勾配の増加と共に減少する。

4.2.3　堤体応力から見た堤体形状

設計可能な堤体形状としては下流面勾配8分，中心角40°以上が必要である。有限要素法による応力解析例を図－1に示す。

4.3　滑動に対する安定性の検討

4.3.1　中心角の影響

中心角が大きくなると当然のことながらアーチスラストは増大するが，せん断力の大きさは中心角の大きさにあまり依存しない。

4.3.2　下流面勾配の影響

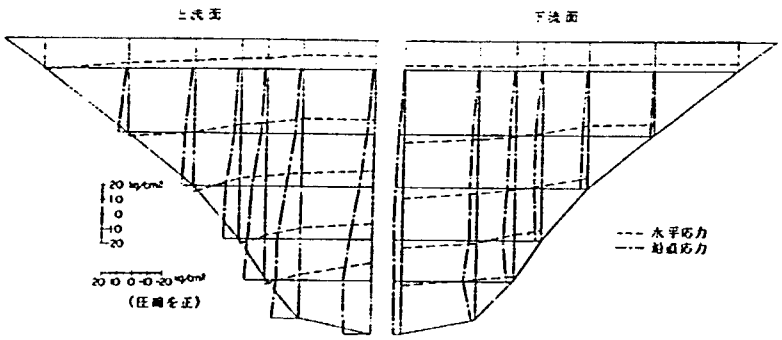
下流面勾配はアーチスラストの大きさにあまり影響を及ぼさない。

4.3.3　滑動に対する安定性

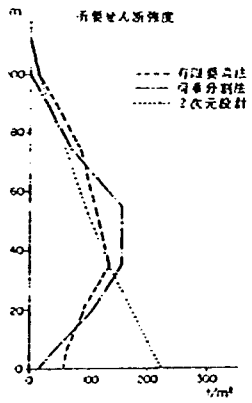
図－1に示した形状に対して，安全率4を確保するための所要堅岩強度を図－2に示す。所要せん断強度はアーチ重力ダムの場合には若干低下する。ただし，中心高部標高については逆に重力ダムよりも大きな強度を必要とする。

5.　今後の問題点

アーチ重力ダムの設計手法については特に基礎岩盤の安定性について確立された方法がなく，アーチダムにおける剛体すべり法等の三次元的安定性を考慮すればさらに合理的な設計が行われると思われるが，これについては今後の課題として検討を行う必要がある。



図－1　堤体応力の分布



図－2　所要せん断強度

昭和56年度

受　託　研　究　費　報　告

5. 奥三面アーチダム設計業務

ダム構造研究室　室　長　水野　光章
研究員　永山　　功
矢沢　克敏

1. まえがき

奥三面ダムは、三面川水系三面川（新潟県岩船郡朝日村大字三面地先）に洪水調節、発電を目的とする多目的ダムとして建設中のダムであり、三面川総合開発の一環をなすものである。ダムの型式としては放物線型アーチダムとし、高さ 115 m、総貯水容量 $121.5\times10^6\,m^3$、有効貯水容量 $104\times10^6\,m^3$ である。

ダムサイトは両岸とも急峻なV字谷を呈しており、基礎岩盤は新第三期の流紋岩質凝灰岩からなり、その下部にはダム軸付近で河床下約80mの所で古生層の粘板岩と不整合で接している。

基礎岩盤は地表付近の風化を除き、極めて堅硬で割れ目も比較的少なく、B～C_H 級の岩盤からなっている。ただし、かなり深部まで開口亀裂の発達がみられる。開口亀裂の方向は必ずしも河道の方向とは一致せず、急峻な地形の影響よりも、基盤の古生層の変形性に関係があるものと考えられている。基礎岩盤の透水性は、一般に小さいが、開口亀裂に関連して所々に高透水性を示す部分が存在し、また地下水位も極めて低い。断層は左右岸に数本確認されているが、アーチダムの設計に致命的な問題となる断層は現在のところ存在していない。

このような地形、地質条件による経済性からの要請の他、国立公園内のカネツボ渓谷の景観という観光面での要請も相俟って、昭和52年度より新潟県からアーチダムの構造設計を委託されており、今年度で概略設計は概ね終了し、総合地質解析をまって、ダム堤体の詳細設計が開始される状況にある。

2. 研究目的

アーチダムは堤体コンクリートの強度と基礎岩盤の強度とを最大限に利用する構造物であり、従ってその設計には次の4つの条件を考慮しなければならない。

① ダムサイトの地形に合致した最適堤体形状を求めることによる堤体コンクリートの有効利用。
② 最適な座取りと根入れ深さを求めることによる基礎岩盤の安全性、施工性、経済性の確保。
③ 仮設備の配置との関連を考えた施工性。
④ 洪水処理施設の配置

本受託業務の最終目標は、以上の点を考慮しつつ、堤体の座取および形状を決定することにある。

3. 研究方法

(1) 所要堅岩線による堤体の座取、根入れ深さの決定
(2) 荷重分割法による堤体応力の検討

(3) 有限要素法による基礎岩盤安定解析

4. 研究結果

4.1 堤体の設計条件

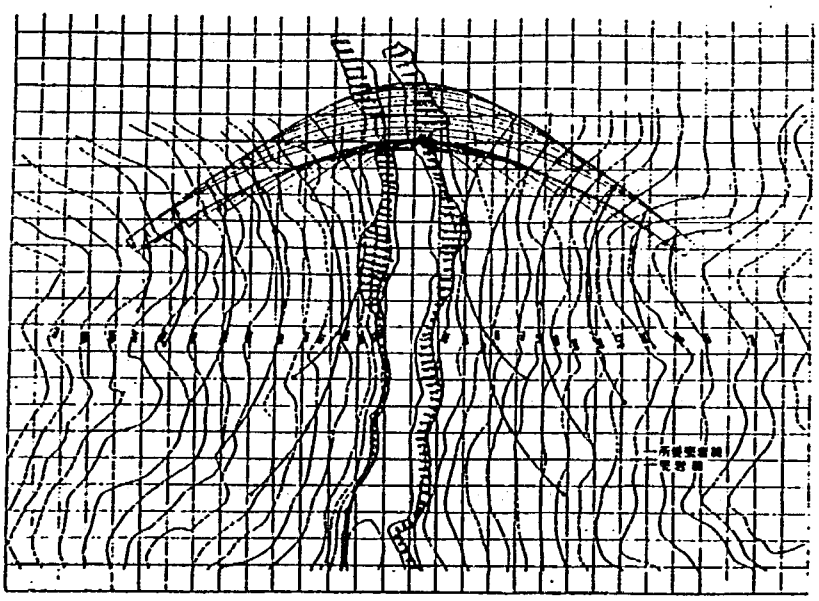
堤体の形状を決定する設計条件は次のとおりである。但し、コンクリート及び基礎岩盤の物性値は推定値を用いている。

表－1 堤体設計に用いる諸条件

① ダムの寸法	② 設計に用いる基本数値	③ コンクリートの特性
ダム天端の標高 EL 238.0m	貯水の単位重量 1.0 t/m^3	単位重量 2.3 t/m^3
基礎岩盤の標高 EL 123.0m	堆砂の単位重量 1.0 t/m^3	弾性係数 2×10^6 t/m^2
常時満水位 EL 228.0m	泥圧係数 0.6	ポアソン比 0.2
サーチャージ水位 EL 228.0m	岩盤の弾性係数 7.7×10^5 t/m^2	熱膨張係数 1×10^{-5}/deg
設計洪水位 EL 237.0m	岩盤のポアソン比 0.2	
堆砂位 EL 188.0m	地震係数 0.24	
	岩盤の内部摩擦係数 1.2	
	岩盤のせん断強度 310 t/m^2	

4.2 ダム軸の選定

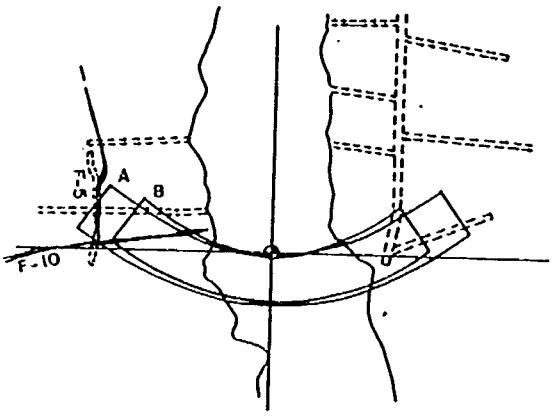
ダム軸は、基礎岩盤内の堅岩等高線、断層の位置、走行等に基づいて決定されるべきものであるが、当ダムサイトは地質上の問題点は比較的少なく、ダムの座取は主として地形条件から決定される。また、基礎岩盤の強度は表－1に示す値を用いる。この結果、ダム軸および根入れ深さは図－1のように選定される。



図－1 アーチダムの座取

4.3　根入れ深さの検討

従来の奥三面ダムの根入れ深さは、図－2のBの位置に想定されていたが、EL 160m の横坑においてF－5断層沿いにオープンな部分が発見されたため、左岸F－5断層を境に川側の地山が緩んでいることが懸念され、従来のF－5断層より川側の浅い根入れ案に代ってF－5断層より奥の深い根入れ案（A）について検討を行った。この場合、掘削量が膨大になるなど経済性、掘削法面の安定性などが問題となる。しかし、その後地質調査の結果、F－5断層沿いの緩みは局所的なものであり、前部の地山も十分基礎として使用できると考える方が妥当と考えられたので、根入れの浅いB案を基本として今後の設計を進めてよいと考えられる。



図－2　根入れ深さ（EL 160m）

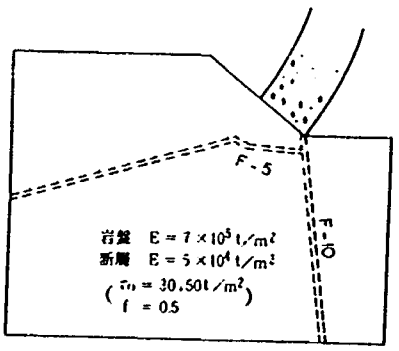
4.4　基礎岩盤の安定性の検討

根入れの浅いB案について、アーチスラストと断層（F－5）の関係を図－3に示す解析モデルで、2次元有限要素法により解析を行った。

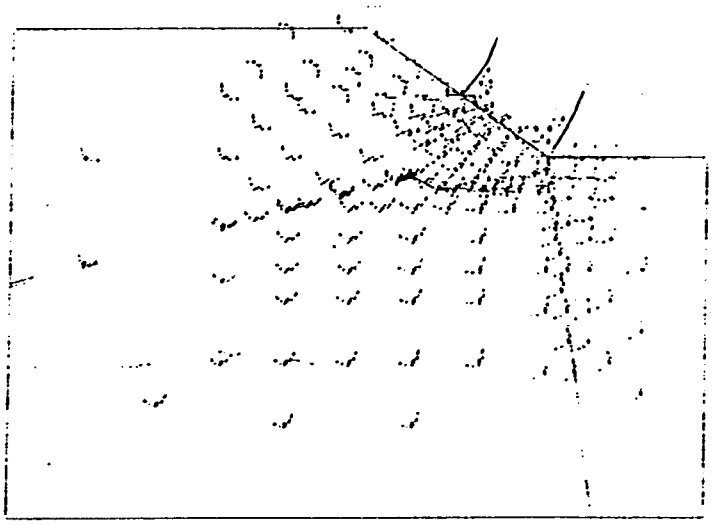
解析条件

岩盤の弾性係数	$E = 7 \times 10^5 t/m^2$
断層の弾性係数	$E = 5 \times 10^4 t/m^2$
断層の純せん断強度	$\tau_0 = 30 t/m^2$, $\tau_0 = 50 t/m^2$
断層の内部摩擦係数	$f = 0.5$

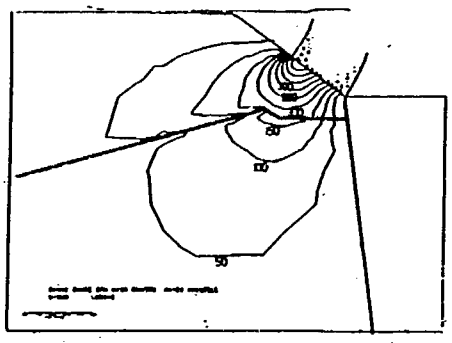
主応力、第一主応力、最大せん断力図を図－4～6に示す。また断層沿いの点安全率を図－7に示す。この場合、アバット下流部分で（$\tau_0 = 30 t/m^2$）で約27m、（$\tau_0 = 50 t/m^2$）で約15mの部分で点安全率が2.0を下回っているけれどもF－5断層が全体破壊を形成するような滑り面を有していないため、今後の設計によって十分対処できるものと思われる。



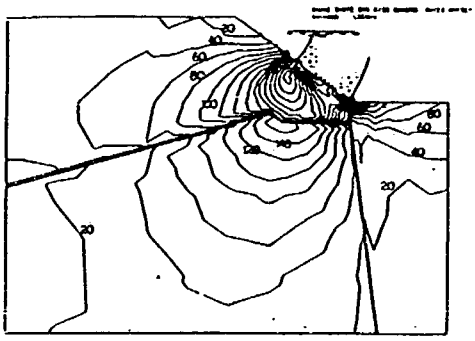
図－3　解析モデル



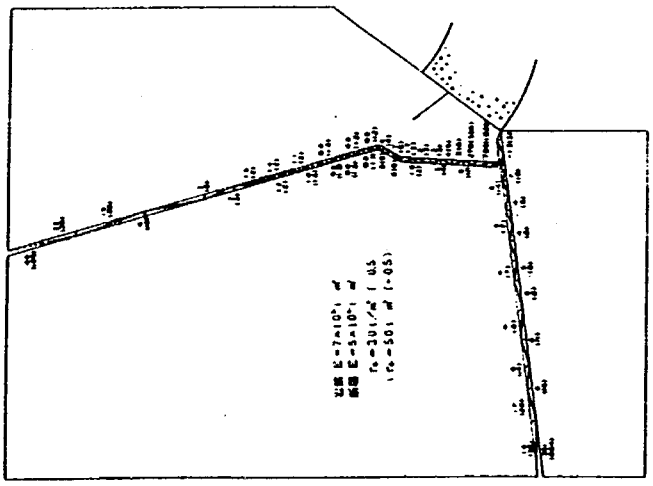
図－4　主 応 力



図－5　第1主応力

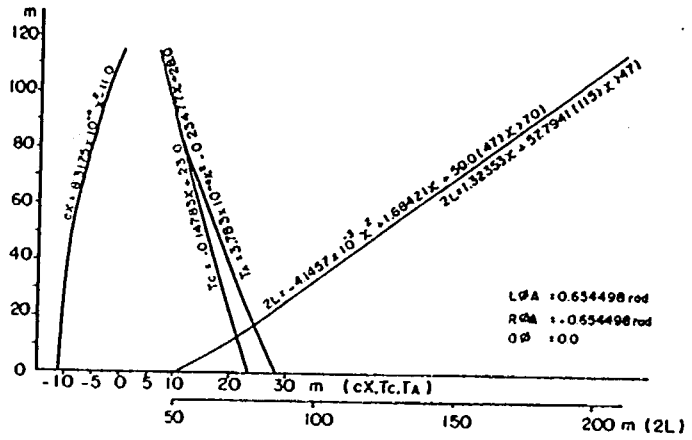


図－6　最大せん断力



図－7　点安全率分布

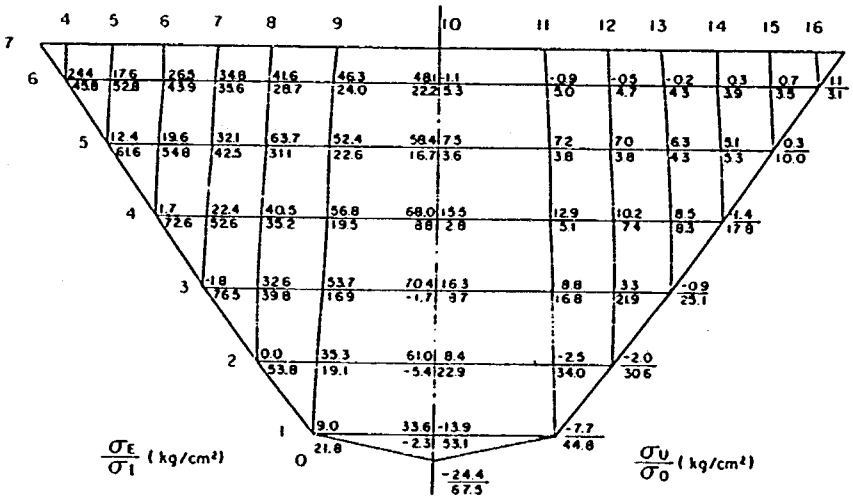
堤体形状は、他ダムを例に種々検討した結果、概略設計の最終案として対称変半径不等厚アーチとし、図－8に示す軌跡方程式を採用した。



図－8　軌跡方程式

4.5　堤体応力の検討

概略設計は荷重分割法による半径方向調整計算にて行なう。ここには、最も大きな応力を発生する常時満水位のみを示す。



図－9　常時満水位（k＝0.24）

なお実施設計に際しては、完全調整計算を行うとともに、最終的な検証として三次元有限要素法または模型実験による解析が必要である。これは、従来の経験から荷重分割法は次のような解析誤差を有し、必ずしも正確な解析法でないためである。

(1)　上流面水平応力　計算値と実測値は概ね一致する。

② 下流面水平応力　クラウン下部標高の応力は計算値よりも10～30kg/cm^{2}引張側へ移行する。
アバットメント付近の応力は計算値の60～80%である。

③ 上流面鉛直応力　クラウン下部標高の応力は計算値より20～30kg/cm^{2}圧縮側へ移行する。

④ 下流面鉛直応力　クラウン下部標高の応力は計算値より10～20kg/cm^{2}引張側へ移行する。

図－9の解析結果に上記の①～④を考慮すると、最大圧縮応力は、上流面水平応力で発生し、約70kg/cm^{2}となるが、計算上特に問題とならない。最大引張応力は下流面底部水平応力で発生し、②より約20kg/cm^{2}発生する可能性があると考えられる。応力分布上この値は従来の設計に比べ大きな値であり、今後の詳細設計で更につめる必要があると考えられる。

4.6 アーチのダムサイトとしての評価

奥三面ダムサイトは急峻な地形と比較的堅硬で緻密な基礎岩盤を有し、また上流側で開いた谷形状と合俟ってアーチダムのサイトとしては最良の条件を備えている。堤体及び基礎岩盤の応力解析の結果、現在のところアーチダムとしての構造上の問題点は比較的軽微であるといえる。

5. 今後の問題点

概略設計の結果によれば、奥三面ダムの設計に際しては、特筆すべき問題点は見つからない。ダム軸についても現在の位置で概ね問題はないと思われる。また、基礎岩盤については岩盤試験、変形性から見ても十分な値が得られており、また基礎岩盤全体の強度を左右する卓越した断層等の発達もあまり見られないため、堤体設計に及ぼす影響は小さいと考えられる。しかし、断層、割れ目等の連続性、卓越性等については、現在の地質図から十分な情報を得ることが難しく、詳細設計に入る前に地質学的な考察に基づく地質図の見直しが必要であると思われる。

なお、堤体形状については、いまだ概略の堤体積を算出する程度までの形状しか求められておらず、応力分布上の問題点が多い。これについては詳細設計時に詳しく検討する必要があると思われる。

昭和57年度

受　託　研　究　費　報　告

4. 奥三面ダムアーチダム設計業

ダム構造研究室　室　長　藤沢　倪彦
研究員　永山　　功
矢沢　克敏

1. まえがき

奥三面ダムは，三面川水系三面川の新潟県岩舟郡朝日村大字三面地先に治水，発電を目的とした多目的ダムであり，昭和46年より実施計画調査を開始し，昭和55年より建設事業採択となった。

本ダムは，地形，地質状況等により，型式としてアーチダムを採用しているものであるが，堤高が115mと県施工のアーチダムとしては最大級の規模を有しており，そのためその構造検討等について新潟県より依頼があったものである。

受託研究は昭和52年度より開始し，その間地質調査等の進展に応じて検討を加えてきたが，この度ダムサイト周辺の地質状況が一応判明したため，これらの情報を下に現在までの検討を踏まえ，ダム本体の座取，形状等について比較設計を行ったものである。

2. 研究目的

アーチダムは，貯水池による水圧荷重をアーチ作用によって基礎岩盤に伝達し，基礎岩盤の支持力によってこれに抵抗する構造物である。従ってアーチダムの設計に際しては基礎岩盤へ伝達される水圧荷重を十分に支持できる岩盤が要求され，ダム堤体の構造設計は，コンクリートの許容応力内において，基礎岩盤に対して最も安全な方向に荷重（アーチスラスト）を伝達させるように設計することが主目的となっている。このためアーチダムの設計に際しては，基礎岩盤の地形，地質的特性を十分に把握することが必要であり，特にアーチダムの座取，アーチスラストの方向に応じた地質特性把握の精度が要求されることになる。このため，ダム堤体の構造設計の実施と基礎岩盤の地質特性の把握の間で常にフィードバックを行ない，両者を総合的に検討していく必要がある。

このようなことから本概略設計の目的は，アーチダムの概略的な座取，形状を決定することのほか基礎岩盤に作用するアーチスラストの大きさ，方向，作用範囲を知ることにより，アーチダムの詳細設計に際して必要とされる地質図の精度を知り，今後の地質調査の方針を示すことにある。

3. 研究方法

(1) ダム軸の選定（上流案，下流案，捩り案）

(2) 荷重分割法による堤体応力の検討

(3) 所要堅岩線による基礎岩盤の安定性の検討

4. 解析結果

4.1 堤体の設計条件

堤体の形状を決定する設計条件を表－1に示す。

表－1　堤体設計に用いる諸条件

① ダムの寸法		② 設計に用いる基本数値		③ コンクリートの特性（推定）	
ダム天端の標高	EL 238.0m	貯水の単位重量	1.0 t/m³	単位重量	2.3 t/m³
基礎岩盤の標高	EL 123.0m	堆砂の単位重量	1.0 t/m³	弾性係数	2×10⁶ t/m²
常時満水位	EL 228.0m	泥圧係数	0.6	ポアソン比	0.2
サーチャージ水位	EL 228.0m	岩盤の弾性係数	7×10⁵ t/m²	熱膨張係数	1×10⁻⁶/deg
設計洪水位	EL 237.0m	岩盤のポアソン比	0.2	圧縮強度	80 kg/cm²
堆砂位	EL 188.0m	地震係数	0.24	引張強度	10 kg/cm²
		岩盤の内部摩擦係数	0.8		
		岩盤のせん断強度	150 t/m²		

4.2 ダムサイト周辺の地形，地質

奥三面ダム建設地点において三面川はほぼ北向きに流下しており，ダムサイトより上流で谷は大きく開き，下流で谷幅は急激に狭まり，カネツボ渓谷と呼ばれる傾斜40～50°の急峻なV字型の峡谷となっている。ダムサイトはこの狭谷の入口に位置しており河床幅も20m程度と狭く，地形上アーチダムのサイトとして極めて良好な条件を備えている。

ダムサイトの基礎岩盤は新第三紀の流紋岩質凝灰岩を主体とし，その下部にはダム軸付近で河床下約80mの所で古生層の粘板岩と不整合で接している。風化はあまり認められないが，谷地形が急峻なため，表面より10～20m程度までは幾分緩みが見受けられるが，横坑観察の結果によれば表面に僅かにCM級岩盤が存在するほかは，B～CH級岩盤が広く分布している。また流紋岩質凝灰岩にはかなり深部までオープン状のクラックの発達が見られ，流入粘土の介在や高い透水性が観測される。

ダムサイトの基礎岩盤に存在する破砕層としては，現在の想定ダム軸付近に最大の断層F－10がほぼ鉛直で左右岸方向（N86°E88°S）に走っている。またこの他の主な破砕層として以下のものが挙げられる。

左岸下流部	F－1断層系	（N40°E60°W）
左岸アバット付近	F－5断層	（N10°E70°E）
右岸アバット付近	F－6断層系	（N 5°E90）
	F－8断層系	（N80°E70°S）

基礎岩盤の変形試験（剛体載荷試験），せん断試験（ブロックせん断試験）の結果から次の物性値を採用する。　$E=700000\ t/m^2$，$r_0=275\ t/m^2$，$f=1.2\ (\tan 50°)$

4.3 ダム軸の選定

概略設計においては次の3つのダム軸を選定した。これを上流側から，上流案，堀り案，下流案と呼ぶ（図－7参照）。

4.3.1 上流案

上流案は従来から想定されているダム軸であり，主に地形的条件から経済的な座取として選定されたダム軸である。現在までの地質調査はこのダム軸に基いて行われたものである。しかし，F－10断層が河床付近で大規模な破砕帯となっていることが確認されたため，本ダム軸は構造

的安定性上好ましくないと判断される。

4.3.2　下流案

下流案は，上流案のダムが載るF－10断層を避けるためにダム軸を下流に移動させたものである。下流案の基本形状はほぼ上流案と同じであるが，左岸アバットメント付近に存在するF－5断層に対する安定性を確保するため若干の修正を行っている。本案では，F－5断層のかぶりが比較的深い位置でF－5断層をまたぐことが構造的安定性上適切であると考えられる。

4.3.3　捩り案

捩り案は，上・下流案におけるF－5断層の対応策の代案としてダム軸を捩りアーチスラストを左岸基礎岩盤の深部に向けることを考慮したダム軸である。この場合，左岸基礎岩盤の安定性の問題は若干改良されるが，反面右岸のアーチスラストが下流側へ向くため，右岸での所要堅岩線の確保が問題となる。

4.4　堤体形状の概略設計

4.4.1　荷重分割法の特性

荷重分割法による解析結果には従来からの経験により以下に示す解析誤差を有する事が認められているため，設計に際してはこの点に注意しなければならない。

(1)　上流面水平応力：計算値と実測値は概ね一致する。

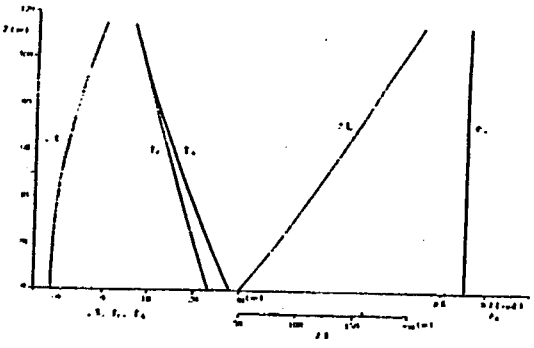
(2)　下流面水平応力：クラウン下部標高の応力は計算値よりも10～30kg/cm²引張側へ移行する。
アバットメント付近の応力は計算値の60～80％程度である。

(3)　上流面鉛直応力：クラウン下部標高の応力は計算値より20～30kg/cm²圧縮側へ移行する。

(4)　下流面鉛直応力：クラウン下部標高の応力は計算値より10～20kg/cm²引張側へ移行する。

4.4.2　上流案

上流案の定規図を図－1に示す。また，断面を決定する水位となる設計洪水位の堤体応力を図－2に示す。

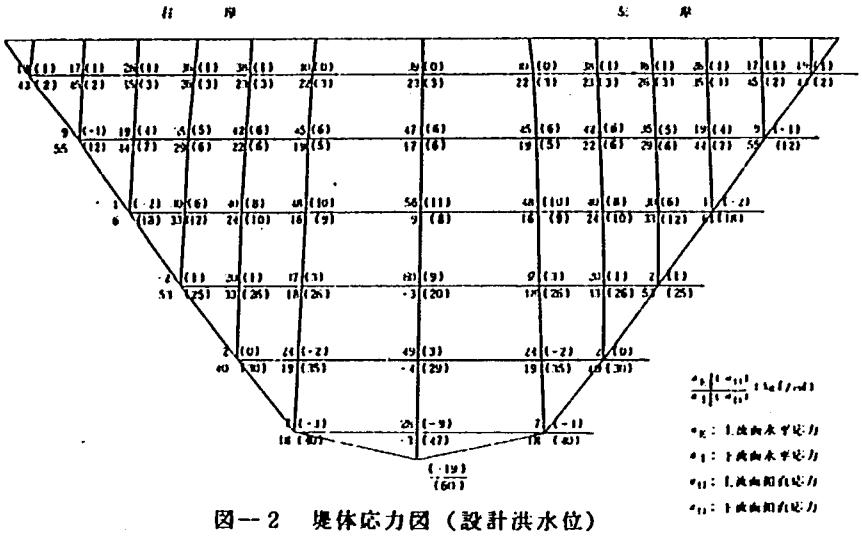


図－1　定規図（上流案）

設計洪水位時の最大圧縮応力は61kg/cm²であり，アーチスパンが小さいこともあって設計上の対応は容易である。最大引張応力については，本ダムの谷形状が急峻であることからアーチ応力が問題となる。本概略設計では4kg/cm²の引張応力がでているが4.4.1の傾向を考慮すれば，詳細設計に際してはこれを更に改善することが必要である。

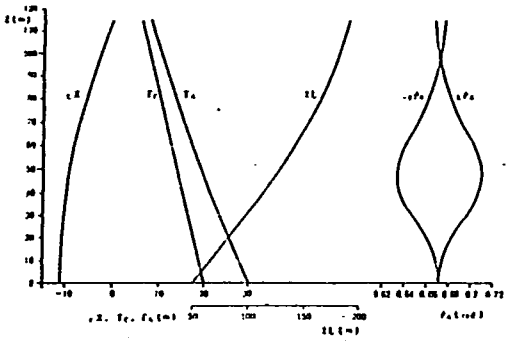
4.4.3　下流案

下流案の定規図を図－3に示す。また設計洪水位時の応力を図－4に示す。

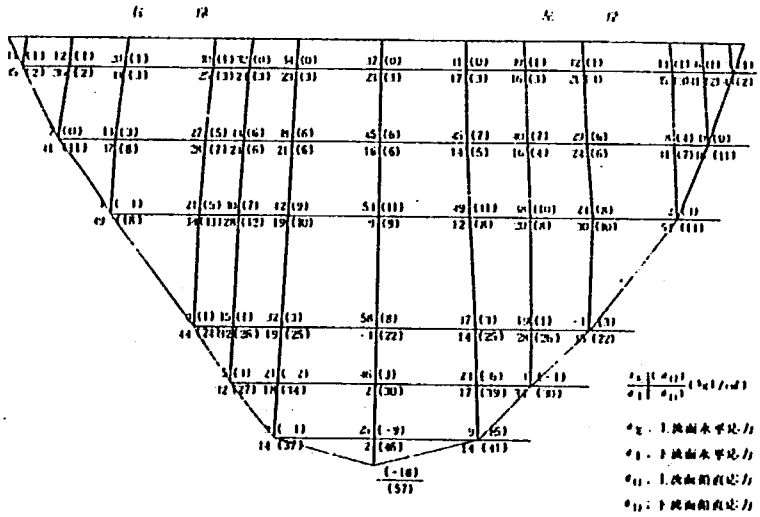


図―2　堤体応力図（設計洪水位）

下流案に対しても上流案と同一なことがいえる。設計洪水位時の最大圧縮応力は51kg／cm²である。引張応力については下部標高のアーチクラウン下流面の引張応力3kg／cm²を消すことが詳細設計の課題となる。



図―3　定規図（下流案）

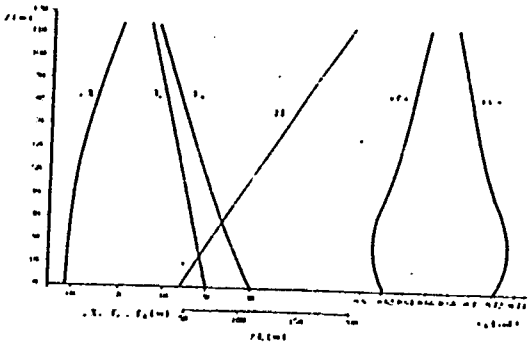


図―4　堤体応力図（設計洪水位）

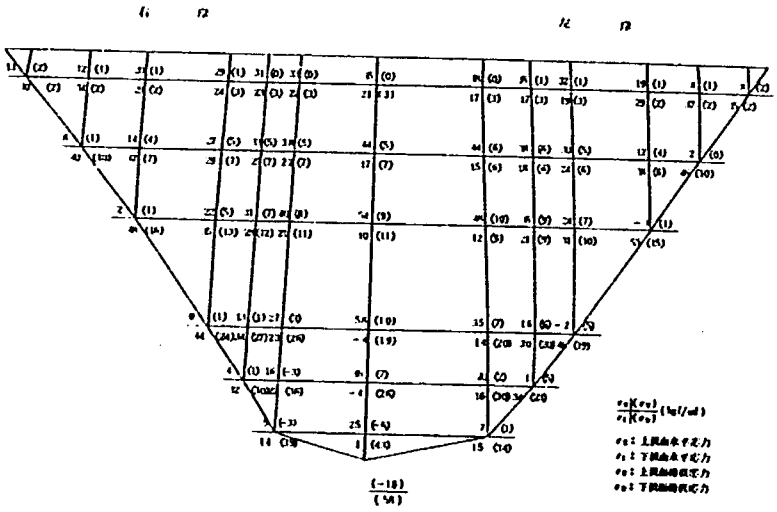
4.4.4　捩り案

捩り案の定規図を図－5に示す。また，設計洪水位時の応力を図－6に示す。

捩り案についても上・下流案と同一のことがいえる。設計洪水位時の最大圧縮応力は53kg/cm²である。引張応力については下部標高アーチクラウン下流面の引張応力4kg/cm²を消すことが設計上の課題となる。



図－5　定規図（捩り案）



図－6　堤体応力図（設計洪水位）

4.5　基礎岩盤の安定性の検討

基礎岩盤の構造的安定性は所要堅岩線により検討を行う。所要堅岩線の算出に際しては岩盤内の破砕層，ツーム等を考慮して表－1の値を採用した。各案における所要堅岩線の一部を図－7に示す。尚，図中には設計強度（τ_0＝275t/m²，f＝1.2）を用いた所要堅岩線を破線で示した。

(1)　上流案

所要堅岩線自体については問題はないが，本案の最大の問題はF－10断層上にダムが載ることである。またF－5断層沿いのせん断に対する安全率が問題となる。

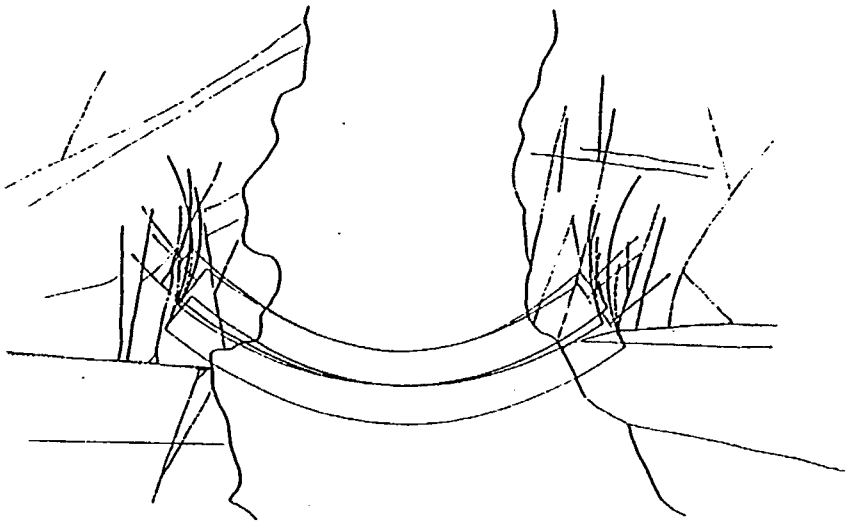
(2)　下流案

下流案はF－10断層を避けるためダム軸を下流に移動したものである。この結果F－10断層は避けられるが，F－5断層沿いのせん断については十分な考慮が必要である。

(3)　捩り案

本案はF－5断層沿いのせん断に対する安全率を改善するため，ダム軸を捩ったものである。

しかし，地形上F－5断層に対するアーチスラストの方向は数度しか改良できず，右岸の所要堅岩線に対して若干問題が生じてくる。



図－7　所要堅岩線

5.　まとめと今後の課題

5.1　基礎岩盤の特性

アーチダムの基礎岩盤としては十分な谷形状，強度，変形性を有している。しかし基礎岩盤内に存在する破砕層の規模，走向，傾斜が複雑であり，アーチダムの基礎として必要十分な精度の情報を得るためには，今後とも十分な調査が必要である。また，所要堅岩線との関連で基礎岩盤の表面の緩みゾーンの把握が必要である。

5.2　ダム軸

上流案，下流案，捩り案における基礎岩盤の構造的安定性を考えた場合，下流案が比較的有利と考えられる。詳細設計に際しては下流案付近を中心に経済性についても考慮の上，最終的なダム軸を決定する必要がある。

5.3　堤体形状

谷幅が狭いため，アーチダムとしては極めて有利な条件が備わっている。最大圧縮応力については特に問題なく設計が行えると考えられる。引張応力については下部標高のアーチクラウン下流面の応力が設計上注意すべき点である。

5.4　基礎岩盤の安定性

現在のところF－5断層沿いのせん断に対する安全率が問題になると考えられる。その他の断層については安全性に及ぼす影響は比較的少ないと考えられるが，その連続性についてはいまだ必ずしも明確でないことから，今後連続性についての確認を行ったうえでなければ最終的判断は行えない。

一　日　土　研

河－43　地質の異なる岩盤のセン断強度　(56)

（質　問）

ダム基礎岩盤は，ほとんどの場合，数種類の異なる岩（地質）で構成されているが，地質間にあまり変形性，強度等の相違がない場合は平均的なせん断強度を使用して設計しているが，岩質間の変形性，強度の差によって局所安全率を考慮しなくともよい限界があるか。

（細川内ダム調査事務所）

（回　答）

ダムサイトに異種の岩盤が存在している場合は，岩級区分を行なって強度，変形性などの力学特性があまり違わない個所を基礎として選ぶのが一般的である。極端に力学特性の異なる岩盤が存在すると，堤体及び岩盤の安定性に悪影響を及ぼすこともあるので，十分検討する必要がある。このように，サイトの都合で力学特性が異なる岩盤をダム基礎とする場合は，堤体に作用する外力の合力と岩盤の平均的なせん断強度を用いる Henny のせん断まさつ安全率の式を満足させる以外に，堤体と基礎の局所的な応力を算出し，各々の点における局所せん断まさつ安全率を求めて，それらを総合的に検討して岩盤のせん断に対する抵抗性を判断する必要がある。以下では一般的な検討方法について述べる。

せん断強度の異なる岩盤をダム基礎とする場合は，ダムの安定性に係る範囲内で各々の強度，変形性を求める必要がある。一般には岩級区分を行い，この区分別に強度，変形性試験を行なって，これらの岩盤の力学的特質を把握する。また基礎とする岩盤が2種類以上の地質に及ぶ場合は，地質別に岩級区分を行ない強度，変形性を求める必要がある。その結果，ダムの基礎岩盤の中に変形性及び強度の大きく異なるものがなければ，Henny の式における岩盤の強度は，地質，岩級区分毎の試験によって得られた値の面積加重平均強度を用いて差し支えない，しかし変形性の大きなものが存在する場合には，変形性の小さな部分に応力が集中するため，Henny の加重平均強度を用いるだけでは適切でない。この様な場合，弾性論に基づいた岩盤内の応力分布を求め，局所的な破壊が起こるか否かの検討を行なう必要があるが，これを局所せん断まさつ安全率の検討と称している。例えば，変形性の大きな層が重力ダムの上流側にある場合と下流側にある場合とでは，Henny のせん断まさつ安全率が同じでも局所安全率では大きく差異が生じることは容易に考えられる。しかし，局所安全率に着目した応力解析の検討が必要か否かの判断は難かしく，変形性の大きい層を今仮りに弱層又は断層とすれば，ダムの高さに対してのその規模（幅），性状（変形性，強度），ダム敷におけるその位置関係，その層の傾斜等によって異なり一概に変形性又は強度の良好な岩盤との差だけ述べることは困難である。たとえば大渡ダム及び大石ダムでは，ダム下流側に堤敷の約1/3 幅で，変形性が約 1/3 ～ 1/5，強度が約 1/2 ～ 1/4 の異なる岩盤があったため局所安全率を検討している。また，現在までの一般的な解析事例でいえることは，弱層の弾性係数 E_F と堅岩の弾性係数 E_R との比，および弱層の幅Bの値で，結果は大きく異なり E_R/E_F の値を10以上，Bを5m以上にすれば弱層の影響は大きくなるが，E_R/E_F が5以下でBが2m程度ではこの影響は小さいようである。

（ダム構造研究室）

河－49　砂礫層部及び軟岩部の透水係数の試験方法　(57)

（質　問）

従来行なわれている砂礫層の現地試験による透水係数の試験方法には，

1. 試験井戸への注水或いは，揚水による方法
2. 調査ボーリング孔を利用したオープンエンド法・ストレーナー法

等があるが，同一地盤であっても試験方法によりその値が異ると思われる。現場状況（粒度分布，締まり程度，地下水位の位置等）を考慮した適正な試験方法と適用範囲について教示願いたい。

また，パッカーのかかりにくい軟岩についても同様に教示願いたい。

（大町ダム工事事務所）

（回　答）

従来，ダムサイトの基礎の透水性の調査には，ボーリング孔を用いたルジオンテストが行われてきたが，砂礫層や亀裂の発達していない軟岩等では，①ボーリング孔を削孔することが困難である。②パッカーがかかりにくく，強度が小さいため，動水勾配が最も高いパッカー付近が注入圧力で破壊しやすい　③微小な透水係数を正確に測定することができない。といった点があり，ルジオンテストを適用することが困難であった。一方，砂礫層や亀裂の発達していない軟岩等では，その中を通る浸透流は大略ダルシーの法則に従うと考えられ，この法則に基づく解析解を利用した原位置透水試験により透水係数を求めることが行われている。ダルシーの法則に基づく原位置透水試験方法には，次のものがある。

1. ピット，ボーリング孔への注水又は水位回復によるもの

① 米国内務省開拓局アースマニュアル　E－19　ピット法による現場透水試験

② 米国内務省開拓局アースマニュアル　E－18　オープンエンド法

③ 米国内務省開拓局アースマニュアル　E－18　パッカー法

④ オーガー孔法

⑤ 沢田の式による方法

⑥ エヌ・ヤ・デニソフ，エヌ・エヌ・ピンデマンの方法

など

2. 試験井戸から揚水によるもの

⑦ Thiem の平衡式による方法

⑧ Theis の式による方法

など

これらの試験方法の内，2の試験井戸からの揚水によるものは，境界条件として，試験井戸底

部に不透水面が必要であり，ダムサイト等では適用できる場合は少ないと考えられる。

1.に含まれる試験方法は，ピット又はボーリング孔の試験孔周辺の流れをポテンシャルフローとして解析したり，実験により透水係数を算出する式を求め試験方法が定められており，均質等方な透水性媒体に対しては相当の妥当性を有しているものと考えられるが，その精度については，検証した実験は行われておらず，明確なことは言えない。さらに，一般に砂礫層は粒度が不均一であり，透水係数のばらつきも大きい。また，軟岩についても層理が見られる場合等は異方性があると言える。このため，このような試験では試験地点が調査の対象である地層をどの程度代表しているか，解析解の条件をどの程度満足しているか，の判断が重要である。従って，試験地点の地質の状況を肉眼で確認できるピットを用いた試験方法がボーリング孔を用いた試験方法より適切であると言える。

一方，試験を行う上で，これらの試験方法による結果に最も大きな影響を与えるのは地下水面の位置と考えられる。ダルシーの法則による透水係数は，飽和した透水性媒体について定義されるものである。このため，地下水面上の不飽和領域で試験孔に注水して透水試験を行う場合，試験孔周辺が注水した水により飽和して，近似的に試験孔周辺の浸透が定常となった場合の注水量を透水係数の計算に用いなければならない。このため，試験時間を十分長くとり，時間～累加流量曲線を求め，注水量を一定となったことを確認する必要がある。地下水面下については，飽和領域であるため，地下水面上での試験より簡単であるが，地下水面の位置を正確に求めておき，注入時の水頭を地下水面の位置により補正しなければならない。

また，ボーリング孔を用いた注水試験を行う場合は，孔内を十分洗浄し，孔壁に付着したスライム等を除去しておかなければならない。さらに，パッカーをかけてポンプ等で注水する場合，長さの長いエアパッカーを使用したり，リーミングを行ってセメントでパッカー付近の孔壁を補強する必要がある。注入に用いるポンプは脈動が小さく送水圧力が一定なものを選ぶ必要があり静水頭を用いるのが一番良いようである。

砂礫層や亀裂の少い軟岩での透水試験方法は，ピット法を代表として各種の試験方法を原位置において，上に述べた点について注意して実施し，場合によっては不攪乱材料を採取して室内透水試験を行い，いくつかのデータを総合して工学的判断を加え設計に必要な透水係数を定めるのが最良の方法であると考える。

参考文献

1) "アースマニュアル"米国内務省開拓局編，社団法人　日本大ダム会議訳

2) 愛知用水公団技術資料"透水度の現場測定法（その１）"　沢田敏男　1956年1月28日
　　同　上　（その３）

3) "地下水の力学"Ｐ425～434，ペ・ペ・クリメントフ，ゲ・ペ・ブィハチェフ著，外尾

善次郎，永井正夫訳　ラテイス刊

4) 土木研究所資料第 1276 号"ルジオンテスト施工指針(案)"　昭和52年8月，建設省土木研究所地質化学部地質研究室

（ダム構造研究室
フィルダム研究室）

河－５０ RCD（ローラーコンパクティッドダム）工法の最近の動向　(55)

（質　問）

最近の新工法としてＲＣＤ工法が採用されている。この工法について，現段階での地形・地質上からみた施工性及びＲＣＤ工法が今後どのように展開して行くか等，実例の紹介も含め全体的な動向について御教示願いたい。

（近畿地建　河川部）

（回　答）

ＲＣＤ工法は，周知のようにローラーの振動と自重により表面からコンクリートを締固める。この方法は従来のものとは，全く異なるため，本工法の特長をこの点にのみ着目して見がちであるが，本工法の主たる利点は，ＲＣＤコンクリートの性質から必然的に由来するコンクリートの運搬方法の改善による所が大きい。

ＲＣＤ工法においては，振動ローラーによる締固めが可能なようにトラフィカビリティーの良い超硬練りの０スランプコンクリートを用いている。このためコンクリートの運搬設備として，従来より専ら用いられて来たケーブルクレーンにかわって，ダンプトラックを使用することができる。ダンプトラックが打込み直後のコンクリート上を走行して，所要の地点までコンクリートを運搬するのである。ダンプトラックが打込み面で自由に作業するためには，横継目，縦継目を設けた柱状工法では具合が悪いので縦継目を廃し，横継目は打込み後カッターで切削することにしている。

以上ＲＣＤ工法の顕著な特長は

① 堤体内における運搬をダンプトラックで行う。

② 横継目を打込み後カッターで切ることとし，打込み面の作業エリアを広く取ること。

の２点にあると思われる。この結果，コンクリートの打込み速度（量）を高め得るし，付帯的にパイプクーリングの省略，継目型枠の省略をもたらす。堤体までのコンクリートの運搬方法としては，㋑固定索，㋺インクライン，㋩進入道路を用いてのダンプ運搬等が考えられる。

以上のＲＣＤ工法の特性を踏まえて，本工法を採用するに適した条件としては，能動的には

① 堤体断面もしくは河巾が広く，重機による作業が容易かつ能率的にできる。

② 総コンクリート量が多い。（限界量は規定しにくくむしろ①との組合せが重要である。）

③ 堤体内埋設物が殆どない。

等があり，受動的には

④ 孤動型ケーブルクレーンの設置が地形・地質上の制約から極度に不経済となる。

等があげられる。①の条件は地形条件のみならず地質が著しく悪い場合にも生じ，堤体断面を大きくせざるを得ない事例が最近多いことにも注意する必要がある。既に本工法で建設中の島地川ダムでは②，③，大川ダムでは①，②，③，④の条件があった。無論本工法を採用するにあたっては，定性的な意味あいだけではなくて，従来工法との詳細な経験比較がなされなくてはならない。

島地川，大川ダムの設計，施行を通して，RCD工法をより確実なものとするための努力が為されたが，それらの話題は設計関係では，㋑レヤー打設と温度応力の関係，㋺最適なコンクリートの配合，施行面では，㋩コンクリートの品質管理の方法，㋥コンクリートの分離を防ぐまき出し方法，㋭最適な締固め厚さ，回数，振動ローラーの機種，㋬打継面のグリーンカットの方法，等であった。これらの全てについて，ここでは説明する紙面がないので各種の報告を参照されたい。RCD工法の研究の集大成として，「RCDコンクリート設計施工指針（案）」が作成されている。現在残っているRCD工法の大きな問題としては強度がある。全体として強度が小さい問題と2層を連続して締固めた場合，上層と下層に著しい強度の差が生じることの2点である。後者について，島地川ダムの例では上層コンクリートは下層コンクリートの2／3程度の強度（28日強度で約80kg／cm²）しかないことが確認され，この原因については未だ良く解っていない。コンクリートの強度の問題は単位セメント量を増して解決することを考えがちだが，単位セメント量を増すと，レヤー打設から来る温度応力の問題で面白くなく，プレクーリング等クーリングが必要になることも考えられる。現在は強度の不均等の原因の究明と，より効果的な締固めを可能にする大型振動ローラーの開発を鋭意進めている。現在のところこの強度の問題はハイダムへの本工法の適用に対しては，若干のマイナス要因となっている。

さてRCD工法の今後の動向と問題点であるが，1つの方向は既に述べたように本工法の特長が直接的にローラーによる締固めから来るものではないのでRCD工法が持っている施行能率の向上の利点をそのまま残し，締固めを従来通り内部振動機で行い強度の問題，水密性の問題を解決して行こうとする考えであり，これをレヤーベタ打ち工法と呼んでいる。本工法での問題点は，トラフィカビリティーを確保した上で内部振動機による締固めが可能なコンシステンシーを持った最適なコンクリートの配合の究明であり，現在滝沢ダム（水公団140 m）をモデルに鋭意検討が行われている。本工法はRCD工法の1つの変形工法として大いに将来性のある方法と思われる。

第2に島地川，大川ダムの経験から，特に大川ダムにおいてRCD工法は打込み速度という面で著しい効果を発揮することが確認された。これは大川ダムのマットコンクリートという特殊な条件が影響していることは明らかで，ダムサイトの固有の条件が本工法の経済性に影響を与える端的な例であり，本工法の採否に当ってダムサイトの固有の条件の重要性を示すもので，従らに本工法を採用するのではなく，事前の詳細な検討の必要性を示している

第3に現在のところ経済性には直接関係を持たないように見える工期短縮の側面を，いかにして定量的利点としてとらえるかという問題があり今後の課題である。

以上，島地川，大川ダムの経験を踏まえて，RCD工法の最近の動向について述べて来たが，本工法に対して正当な評価を下すには，なお，経験を踏まえた詳細な要因分析が必要と思われる。

（ダム構造研究室）

河－５３　ダム貯水池内におけるヤセ尾根の鞍部処理　(56)

（質　問）

ダム計画貯水池内にヤセ尾根があり，その遮水工を設計する場合，

㋑　地山の透水性に関する調査方法

㋺　地山の止水対策方法

㋩　遮水工の設計の考え方

㋥　コンクリートダムで対処する考え方

について，どの様に配慮すればよいか。

（細川内ダム調査事務所）

（回　答）

ヤセ尾根の一般的な遮水工法の考え方について述べる。

先ず，ヤセ尾根の透水性に関する調査方法であるが，問題個所の地質分類，厚さや範囲などの地質構造を明らかにし，さらに各地層の透水特性を主とした工学的性質及びその尾根部の地下水位を把握する必要があり，そのうえで，どの範囲を遮水の対象とするかが明らかとなり，種々の工法を検討することになる。ヤセ尾根の場合，風化を強く受けていて，表層部は粘土化している場合など難透水のこともあるが，一般には尾根の心部まで岩盤のキレツ沿いに風化が進み，全般に岩片間は緩んでいて，透水性は高いことが多い。しかし，この尾根の地下水位が貯水位よりも高い領域は，貯水池からの漏水は起こり得ないため，貯水位よりも低い部分についての遮水を検討すれば良いが，地下水位が低い所は一般に透水性も高い。この様な部分の止水を通常のグラウトカーテンによって改良できるか否かは，グラウト試験などを行い調査しなければ明確な答は出て来ない。一般的に遮水工としてとられる方法としては，

① 全面的にグラウチングにより改良する。

② ヤセ尾根透水ゾーン表層部を除去して，土質またはコンクリート遮水壁を表面に設ける。

③ 地山内部に止水壁を設ける。

が考えられる。

①の方法は，前述の通り試験を行って改良効果の見透しを立てる必要がある。改良目標値として3～5ルジオン程度，透水係数にして$K = 10^{-5}$程度とする場合が多い。

②の方法には，コンクリート遮水壁とする場合（例：亀山ダム，美唄ダム）と土質遮水壁（例：七北田ダム，寺内ダム）があり，コンクリート遮水壁の場合，貯水位の急低下時，地震時に伴う安全性などの問題があって，構造も大きくなり高さも15 m程度のものである。土質遮水壁の場合，フィルダムのコア材と同じ考え方で，透水係数$K = 10^{-5}$程度であり，かつ，その上をロックフィル層で保護するものである。断面はいずれもフィルダムのすべり破壊に対する安全性から決定される。

③の方法には，ヤセ尾根の心部に平行にトンネルパイトンネルを堀って，コンクリートを打設し止水壁を施工する方法と連続壁工法がある。前者は施工が困難でトンネル堀削で逆に地山の緩みを増長させることもあり，最近は連続壁工法（大町ダム，浅瀬石ダム）がとられている。

次に，質問者は上記の遮水工の他に，ヤセ尾根部にコンクリートダムを設ける案も考えているようなので，この面からも検討してみる。コンクリートダムとした場合，この部分のせん断まさつ抵抗安全率は4以上必要となり，過去の例では，ヤセ尾根の風化の進んでいる岩盤にコンクリートを載せることは，岩盤の強度面から問題あり，せいぜい10ｍ～15ｍ程度のダムをのせるのが限度であると考えられる。

また，ヤセ尾根の地山自体が著しく狭小な場合は，構成する地質の性状を十分調査のうえ，地山自体のすべり破壊に対する安全性についても，地山をフィルダムと同様に考えて検討する必要がある。

以上最近多くなっているヤセ尾根の止水対策工の一般的な検討方法を述べたが，ヤセ尾根の形状や地質工学的な評価がダムで異なるため，ケースバイケースで検討されている。（ダム構造研究室）

昭和55年度

土　木　研　究　発　表　会

24　テンターゲート脚柱の応力に与える初期たわみの影響

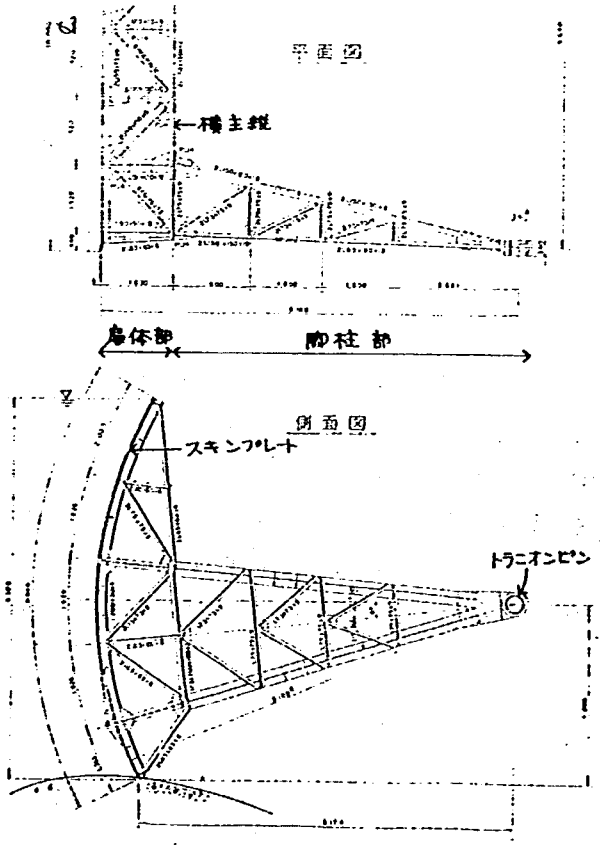
ダム構造研究室　依光善実

まえがき

ダムの洪水吐に設けられているテンターゲートは、戸溝が不要で、ゲート下端もナイフエッチにできるので水理上優れた形式であり、他の形式のゲートに比較して鋼重も軽く経済的であるためよく用いられている。しかし、昭和30年以前に設計製作されたものには、設計手法が確立されてなかったこと、製作技術が未熟だったことなどにより、現在、この種のゲートの脚柱部に異常な変形が発見されたものがある。この種のゲートで過去に事故が生じたものは、ほとんど脚柱の構造に欠陥があった為のもので、もし、これらの異常な変形が応力上問題があるとすれば、早急に補強及び改造を行う必要がある。ここでは1ゲートの実例に基づき、脚柱の変形が応力に与える影響を調べるために、3次元解析を行った結果について報告する。

1．テンターゲートの一般的構造と3次元解析の必要性

テンターゲートは、水圧を直接受けるスキンプレートとこれを支える格子構造、縦トラスから成る扉体、扉体からの荷重を受ける横主桁、横主桁からトラニオンピンまで荷重を伝える脚柱から構成される。横主桁と脚柱は、平面的には門型ラーメンを形成する。実際の脚柱の設計は、平面及び垂直な単断面をとり出して2次元的に行われているのが普通で、現設計基準による限り特別な問題はない。しかし、厳密に検討すると、脚柱の垂直な系に門型ラーメン構造による面外の水平な端力と端モーメントが作用し、また、実際の脚柱には横主桁の面外の回転に伴うモーメントとこれを固定する縦トラスの作用もあって、その応力状態は単純なものではない。したがって、本研究のように脚柱が立体的に微妙な変形を生じているものについては2次元解析では不十分で、現実的なテンターゲート全体としての立体的挙動を考慮して、3次元解析による応力を求めることが妥当であると考える。



図－1　平面，側面図

2．解析方法

図－1に見られるように、スキンプレート付近の鋼床板を支える格子構造と、脚柱部の骨組構造の組合せの複雑な不静定構造であるため立体骨組構造として解析した。解析法は、骨組構造を材料の弾性域で解析するもので、部材力と変位の関係から剛性マトリックスを解いて各部材軸に関する断面力、モーメントを求めるものである。

２．１　荷重条件

ダムのクレストテンターゲートは、貯水位が満水位状態で捲き上げを開始する状態が厳しい応力状態となるため、この時の考えられる荷重で設計されているのが通常である。

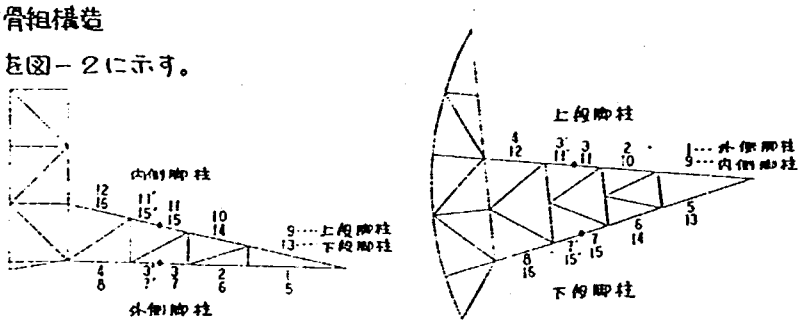
静水圧＋捲上荷重＋自重＋トラニオンピン摩擦力

２．２．ゲート支持条件

トラニオン部では、ピン周りの回転だけが自由で、他軸の周りの回転及び直交３軸方向の変位は許されない構造となっている。ゲート前部は、捲上点下のゲート下端で垂直方向の支持をされる。側方には、前面側部で水平方向の変位が拘束される。各部材の両端は剛結合とする。

２．３．解析骨組構造

解析骨組構造を図－２に示す。

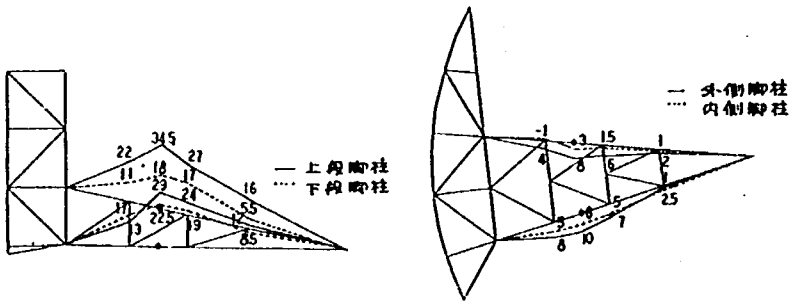


図－２　解析骨組構造図　　番号は部材番号

２．４．脚柱の変形状態とその入力条件

変形は、脚柱の現場接合された個所を頂点に、ほとんどの場合、平面的には内側へ、垂直的には下側へ変曲している。実測した資料により最も変形の大きい６号ゲートについての変形状況を示すと、図－３のようになる。他の１～５号ゲートについても変形状況はほぼ同様で、各脚柱の中間での最大変形量を整理すると表－１のようになる。また、現地調査の結果、製作後25年経っているため、部材の両面に各々1mm程度の腐蝕があるとの報告があり、その点も考慮した。

弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6$ kg/cm²，せん断弾性係数 $G = 0.81 \times 10^6$ kg/cm²



図－３　６号ゲート実測変形図（右岸）　　（単位mm）

3．解析結果

解析の結果は、問題となる脚柱部のみ着目し、直接水を支える扉体にはふれない。解析では、各部材の軸力、材端モーメントが求まるが、これより軸応力、曲げ応力を求め、これらを単純に合計して各部材の最大応力を算出する。表－2に解析結果を示す。

表－1　脚柱初期変形量　(mm)

部材 ゲート	外側上段		外側下段		内側上段		内側下段	
	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直
5	-5	10	-5	10	-5	10	-5	20
1	10	10	10	5	10	10	10	5
2,3	20	5	5	10	20	5	5	10
4	30	10	15	-20	30	10	15	10
6	30	10	20	10	35	5	20	5

注）水平は内側方向、垂直は下方がプラス

表－2　解析結果　(圧縮 kg/cm^2)

部材(脚柱)		許容応力	初期変形無 応力①	①/許容	5号ゲート 応力②	②-①	②/①	1号ゲート 応力②	②-①	②/①	2,3号ゲート 応力②	②-①	②/①	4号ゲート 応力②	②-①	②/①	6号ゲート 応力②	②-①	②/①
外側脚柱 上段	1	663	1215	1.83	1236	-4	0.99	1247	32	1.03	1266	51	1.04	1289	[illegible]	1.06	1307	92	1.08
	2	941	1215	1.29	1203	-7	0.99	1242	[illegible]	[illegible]	1264	49	1.04	1282	67	1.06	1297	82	1.07
	3	941	914	0.97	913	-1	1.00	1014	100	1.11	1107	193	1.21	1270	356	1.39	1287	373	1.41
	3	941	917	0.97	917	2	1.00	1052	135	1.15	1123	206	1.22	1270	353	1.39	1257	370	1.40
	4	935	1010	1.08	1013	3	1.00	1022	12	1.01	1023	13	1.01	1039	29	1.03	1039	29	1.02
外側脚柱 下段	5	663	1011	1.52	976	-35	0.97	1031	20	1.02	1028	17	1.02	1072	61	1.06	1075	64	1.06
	6	941	1144	1.22	1108	-36	0.97	1157	13	1.01	1151	7	1.01	1195	51	1.04	1192	48	1.04
	7	941	883	0.94	931	48	1.05	993	110	1.12	934	51	1.06	1069	186	1.21	1159	276	1.31
	7	941	900	0.96	931	31	1.03	992	92	1.10	965	65	1.07	1104	204	1.23	1160	260	1.29
	8	935	1059	1.13	1046	-13	0.99	1065	6	1.01	1053	0	1.00	1077	18	1.02	1075	16	1.02
内側脚柱 上段	9	934	1272	1.36	1275	3	1.00	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1302	30	1.02	1314	42	1.03	1323	51	1.04
	10	1040	1180	1.13	1187	7	1.01	1197	17	1.01	1203	23	1.02	1211	31	1.03	1218	38	1.03
	11	1040	756	0.73	756	0	1.00	799	43	1.05	857	101	1.14	926	170	1.23	943	187	1.25
	11	1040	873	0.84	900	27	1.03	834	-39	0.96	837	-36	0.96	907	34	1.04	923	50	1.06
	12	1037	1064	1.03	1043	-21	0.98	1071	7	1.01	1084	20	1.02	1097	33	1.03	1108	44	1.04
内側脚柱 下段	13	934	1167	1.25	1137	-30	0.97	1175	8	1.01	1171	4	1.00	1185	18	1.02	1201	34	1.03
	14	1040	1183	1.14	1156	-27	0.98	1185	2	1.00	1184	1	1.00	1192	9	1.01	1207	24	1.02
	15	1040	929	0.89	970	41	1.04	961	32	1.03	952	23	1.02	1019	90	1.10	1027	98	1.11
	15	1040	989	0.95	971	-18	0.98	961	-28	0.97	952	-36	0.96	1019	30	1.03	1028	39	1.04
	16	1039	1328	1.28	1332	4	1.00	1348	20	1.02	1346	18	1.01	1363	35	1.03	1368	40	1.03

部材特性
- 外側脚柱
  断面積 $A = 27.5 cm^2$
  断面二次モーメント $I_y = 520 cm^4$、$I_z = 210 cm^4$
- 内側脚柱
  $A = 96.2 cm^2$
  $I_y = 4600 cm^4$、$I_z = 2020 cm^4$

注）．脚柱の垂直トラス材については．許容応力値をかなり下まわるので省略する。

4、検討と考察

最初に初期変位を考慮しないときの計算結果を見てみると、変形量は実測値に比べ大きく違うが、形状的には同傾向を示す。応力は、トラニオンピンと横主桁取付け付近の部材で許容応力を大きく上回っているが、他の部材は許容応力限度内近辺の値を示している。外側脚柱と内側脚柱では、内側の方が大きく、許容値に対しては、外側のほうが大きくはみ出している。したがってこのゲートは腐蝕代を減じた影響もあると思われるが、元々脚柱全体としては部材断面の不足があったことが解った。

初期変形を考慮すると、その変形量は未考慮の時よりいくぶん大きくなる。

水平初期変形10mm程度の5号、1号ゲートでは、脚柱中央部で50～130kg/cm^2の増加が見られる。同じく30mm程度の4号、6号ゲートの外側脚柱で190～370kg/cm^2、内側脚柱で30～190kg/cm^2の増加を示している。

垂直初期変形の影響については、水平初期変形の少ない5号ゲートで見ると、下段脚柱中央部で50kg/cm^2の増加が見られる。

以上、初期変形がない場合も含めて、許容応力を超過している部材のあることは明らかであり、何らかの補強対策の検討を要するものと考えられる。

テンターゲートの脚柱では、自重による初期変形が応力に与える影響は小さいとして無視されるのが普通である。しかし、本解析を行ったゲートの様に水平に変形しているものは、自重によるものとは異なり他の原因によるものであり、今後の補強、あるいは改造方法を検討するに際しては、その変

形の生じた原因について究明しなければならない。

初期変形を入れないで解析を行ったケースの変形形状が、実測変形図に相似していることから、完成後の異常荷重によって生じたものとも考えられるが、ゲート据付時、扉体とトラニオンピンを最初に据付け、戸柱中央部を最後に接合した点等から、製作据付時に生じたと云われる説もあり、現在、調査中である。

5、補強工の検討

補強工として、1号ゲートについて、対傾構を2ヶ所設けるとともに、トラニオンピン付近にプレートを添付させた場合について解析してみた。その結果、プレートによる断面積の増加分だけ応力減少が見られたが、他の部材に関しては顕著な改善は見られなかった。

6、4号ゲートのように変形の大きなものについては、戸柱部の全面取換えを考えることも必要であり、平面、側面にトラスを一組増やし、対傾構を2ヶ所設け、外側戸柱の部材厚を3mm増した状態で解析してみた。その結果、各部材とも140～430 kg/cm²の応力減少で大きく改善され、許容応力に対してもほとんど満足している。

表－3. 解析結果 (単位 kg/cm²)

部材			1号ゲート補強			戸柱取換え			
(戸柱)			応力	②-①	比	応力	②-①	③-①	比
主桁	上	1	245	-109	0.70	838	823	-337	1.04
		2	1121	-121	0.92	1038	914	-301	0.88
	側	3	1007	-7	1.10	1011	782	-433	0.77
		3'	1019	-3	1.14	941	512	-405	0.54
		4	1028	6	1.02	935	702	-302	0.76
	下	5	192	-840	0.19	838	736	-275	0.88
		6	1038	-19	0.91	1038	761	-250	0.73
		7	1001	-2	1.13	1011	805	-331	0.80
	側	7'	1001	9	1.11	941	549	-351	0.58
		8	1076	11	1.02	935	746	-313	0.80
主桁	上	9	469	-823	0.37	1001	1025	-247	1.02
		10	1023	14	0.87	1076	947	-325	0.88
	側	11	723	-63	0.98	1066	785	-395	0.74
		11'	319	-47	0.94	1040	727	-146	0.70
		12	1001	-70	0.94	1037	854	-210	0.82
	下	13	469	-706	0.40	1001	819	-318	0.82
		14	1072	-113	0.91	1076	874	-288	0.82
		15	956	-5	1.03	1066	856	-327	0.80
	側	15'	971	-40	0.93	1040	842	-147	0.81
		16	1323	-25	1.06	1037	1151	-177	1.11

注) ①は[illegible]ケースの値。
主桁断面：A=43[illegible]cm², Iy=[illegible]cm⁴, Iz=[illegible]cm⁴, [illegible]
戸柱断面：A=106.6cm², Iy=4750cm⁴, Iz=[illegible]cm⁴ (〃)

6、4号ゲート以外の補強については、1号ゲートの現在の補強案が良好でないので、現在の戸柱に各々2本の山形鋼を添付する事も考え検討した。この場合、いずれも許容応力値を満足する事になる。

しかし、上記のいずれの補強案についても、実際に解析通りの施工が可能かどうかについては、いくつかの問題点が残されている。即ち、実際の部材の接合がリベット接合の為、その解体と補強部材の接合が可能なものか、また、洪水調節用ゲートである為、渇水期に工事が完了するか否か等である。

あとがき

ダムテンターゲートの戸柱の初期変形が応力に及ぼす影響について、1ダムの事例に基づいて解析を行った結果、初期変形量10mm程度なら最大130 kg/cm²、30mm程度なら370 kg/cm²、の応力増加が見られた。また、許容応力値を超過する部材のあることから、何らかの補強あるいは改造を要することが判明した。そこで、数種の補強工について検討を行ったが、許容応力値に対して満足する結果となった。

引続き変形を招いた原因究明と補強法について研究を行っている。

参考文献

1)、水門鉄管協会：水門鉄管技術基準、昭和48年3月

2)、柴田功、斉藤孝三：テンターゲートの戸柱の立体的挙動に関する研究、土木研究所報告第149号の2、昭和52年9月

昭和56年度

土　木　研　究　発　表　会

16. 温度規正のためのダムコンクリートの熱及び力学特性に関する実験的研究

ダム構造研究室　矢沢 克敏

1. まえがき

コンクリートダムに発生するクラックは，その大きさ，方向，発生個所によっては堤体の安定に及ぼす影響が大きいため，その発生を極力避けなければならない．コンクリートは硬化時に多量の水和熱を発生し，ダム堤体に大きな温度変化を生じさせる．この温度変化に伴う変形が拘束された場合に温度応力が発生し，これによって生じた引張応力がコンクリートの引張強度を上回るとクラックを発生する．従ってコンクリートダムの施工においては，クラック発生を抑制する目的で温度応力を減じるために種々の規正が行なわれる．

従来の温度応力の規正法は，主として打設されたコンクリートの最高温度と最終安定温度の温度差によって発生するクラックを対象に行なわれてきたが，従来より指摘しているように，コンクリートの初期材令時に発生し易い温度勾配に起因するクラックの抑制も又重要である．このクラックの抑制に関する理論的取り扱いについては未だ不充分で，この理由の一つとして，初期材令時の物理的性質が良く解っていないことが挙げられる。そこで本報告では，水和熱の蓄積，放散に影響する比熱，熱拡散率等の他に，コンクリートの初期材令の弾性係数，圧縮強度，引張強度の関係を室内実験により求め，その結果について考察を加えたものである．

2. 研究目的

ダムコンクリートの熱特性及び初期材令時の力学特性を室内実験により求め，ダムコンクリートの温度規正をより合理的に行うことを目的とする．

3. 研究方法

3.1 熱特性

打設されたコンクリートの温度履歴に影響を与える水和熱，熱拡散率，比熱，熱伝導率，熱伝達率の測定を行った．ただし，熱伝達率は実験により求めた熱拡散率，比熱，密度から解析的に求めた．また，熱伝達率及び水和熱は，実際のダムコンクリートを近似するため，80×80×40cmのコンクリートブロックを打設し，側面と底面を断熱材により保護し，この温度履歴より解析的に求めた．これらの物性は，骨材の特性及び骨材率の影響を受けるため，現場ダムの示方配合に対して，単位体積当りの粗骨材，細骨材の割合が同一となる配合とし，各ダムの骨材，セメントを使用した．

3.2 力学特性

初期材令のコンクリートの力学特性を調べるため，弾性係数，圧縮強度，引張強度を材令1，2，3，4，5，7，14，21，28日に測定した．供試体寸法が試験機の関係からϕ 15×30cmに制限されたので，配合は最大骨材寸法が40mmに制限されるため，一般に行なわれているウェットスクリーンにより40mm オーバーの骨材を取り除いたものと同一条件となる配合とした．

4. 研究結果

4.1 熱特性

(1) 熱拡散率，比熱，熱伝導率

これらの結果を表－1に示す。この内で同じ骨材を用いたK1，K2ダムの結果は，熱拡散率，比熱が骨材率によって大きく影響されることを示している。

ダム名	骨材名	骨材率(%)	熱伝導率 (kcal/m·hr·deg)	比熱 (kcal/kg·deg)	熱拡散率 (×10⁻³ m²/hr)
Od	砂岩	90	1.90	0.237	3.25
Ok	砂岩(砂岩)	91	1.76	0.239	3.00
K1	安山岩	87	1.72	0.231	3.02
K2	安山岩	79	1.74	0.253	2.79
S	石英斑岩	91	2.11	0.242	3.49
N	砂岩	90	1.86	0.209	3.61

表－1　熱伝導率，比熱，熱拡散率の関係

(2) 熱伝達率

従来，ダムコンクリートの温度履歴計算では，コンクリート表面は外気温に等しいとして取り扱われてきたが，この条件で解を求めると実測値との間に誤差を生じることが確められている。

一般に，固体表面より気体などに熱が放散される場合，その熱量はNewtonの方程式により，

$$q = \alpha(\phi_s - \phi_0) \quad \text{----------} (1)$$

で表わされる。ここに，α：熱伝達率，ϕ_s：コンクリート表面の温度，ϕ_0：外気温である。この熱伝達率の大きさは，野外の気象条件，コンクリートの表面状態等により定まる定数であり，表面温度が外気温に等しくなる条件はαが十分大きい場合に成立するものである。

本実験では，恒温室にて，一様な初期温度分布を有するコンクリートブロックで，外気温を変化させ，ブロック内の温度変化を測定し，これをCarlsonの方法でシュミレートして解析的に求めた。

この結果，熱伝達率は以下のように示される。

$$\alpha \fallingdotseq 10 \ \mathrm{kcal/m^2 \cdot hr \cdot deg} \quad \text{----------} (2)$$

(3) 水和熱

水和熱は，80×80×40 cm のコンクリートブロックを打設し，先に求めたK2ダムの物性値により表－2に示す条件でシュミレートし，解析的に求めた。なお水和熱による断熱温度上昇は何回かの試行により最近似値を求めたものである

表2　解析条件

熱拡散率	2.79×10^{-3} m²/hr
比熱	0.253 kcal/kg·deg
熱伝導率	1.74 kcal/m·hr·deg
密度	2460 kg/m³
セメント量	C = 257.1 kg/m³　F = 85.7 kg/m³
総発熱量	15870 kcal/m³
断熱温度上昇	$\phi_a(1 - exp(-mt^A))$
	$\phi_a = 25.5$ deg $m = 0.87$ (1/day$^{0.68}$) $A = 0.68$
熱伝達率	10.0 kcal/m²·hr·deg

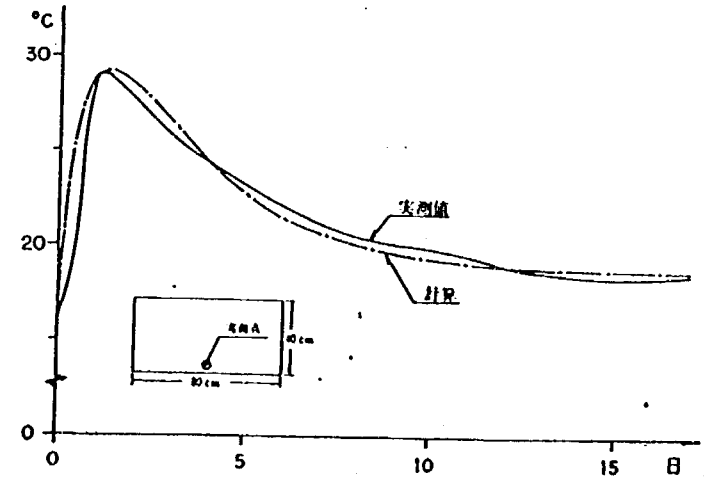


図1　実測と計算の温度履歴の比較

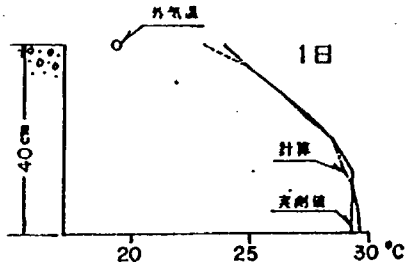


図2　実測と計算の温度分布の比較

この結果，図-1に温度履歴図，図-2に材令1日のブロック断面の温度分布を示す．図-3は，この結果得られた断熱温度上昇を示したものであり，点線はJISの規定による材令7日，28日の水和熱の上限である 70，83 kcal/kg をもとに，従来用いられて来た指数関数による近似式

$$\phi=\phi_0(1-e^{-mt}) \quad \text{---------} \quad (3)$$

より計算した断熱温度上昇である．

実験よりシュミレートした曲線は，従来の曲線に比べ初期材令での発熱が高く，後半の発熱量が究めて緩慢である．このことから断熱温度上昇をJISに規定されている材令7日，28日の水和熱の値を用いて断熱温度上昇を(3)式より推定すると大きな誤差を生ずる．

このような推定法が比較的妥当な方法として用いられていたのは，JISに規定されている試験が定温状態（20℃）における試験であり，マスコンクリートのような断熱状態に近い定温状態では反応速度が鈍ることも起因していると思われる．

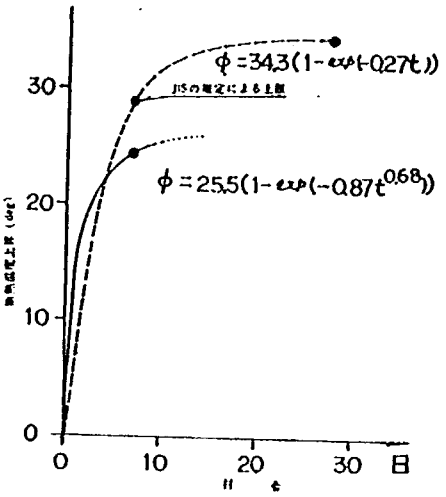


図3　コンクリートの断熱温度上昇

4.2　力学特性

(1)　圧縮強度と引張強度

全材令の圧縮強度と引張強度の関係を図-4に示すが，非常に高い相関性を有していることがわかる．従って従来より，材令を相当経たコンクリートについて求められた関係は，　初期材令についても適用され，引張強度は圧縮強度から精度よく推定できることがわかる．図中の関係は，材令に関係なく次式により示される．

$$\sigma_t = 0.163 \ \sigma_c^{0.92} \quad \text{-------} \quad (4)$$

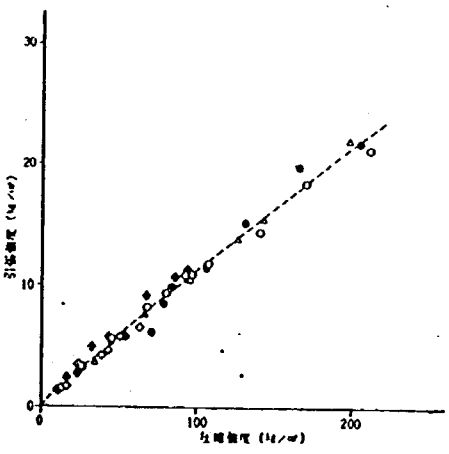


図 4．圧縮強度と引張強度の関係

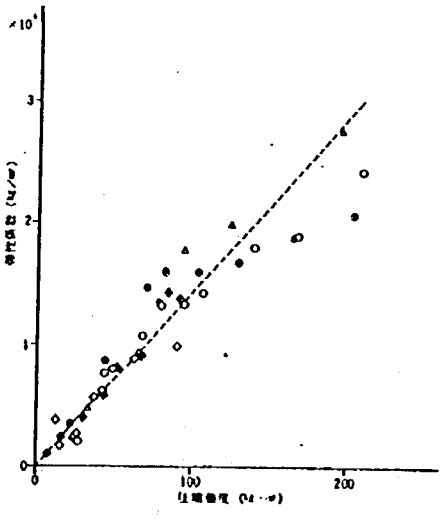


図 5　圧縮強度と弾性係数の関係

(2) 圧縮強度と弾性係数

図－5に，全材令の圧縮強度と弾性係数の関係を示す．材令後期において，圧縮強度の増加に対して，弾性係数の増加率は小さくなる傾向を示すが，ほぼ比例関係にあり，材令によらず次式で示される．

$$E = 1430\ \sigma_c \quad \text{-----}(5)$$

(3) 引張強度と弾性係数

初期材令時の引張強度と弾性係数の関係は，温度応力の規正を考える場合，今回の実験の中で最も重要な結果の一つであり，この関係を図－5に示す．図中の関係は次式で示される．

$$E = 11400\ \sigma_t^{1.02} \quad \text{---}(6)$$

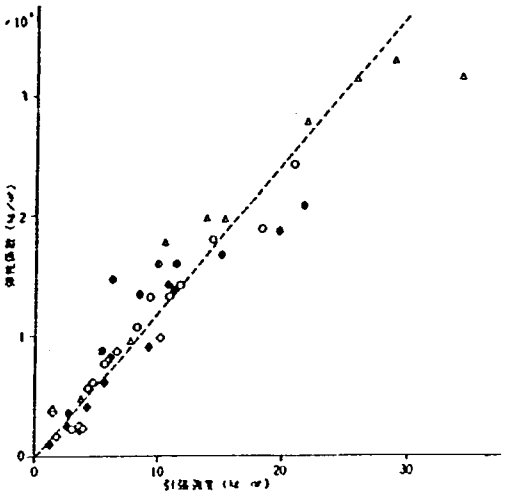


図 6　引張強度と弾性係数の関係

引張領域における応力ひずみ関係は，圧縮領域におけるひずみ関係よりも直線性があると考えられるから，これを直線関係とみなせば破壊時の引張ひずみは，材令によらず（6）式より，

$$\varepsilon_t \fallingdotseq 8.8 \times 10^{-5}\ \sigma_t^{-0.02} \quad \text{----------}(7)$$
$$\fallingdotseq 8\sim9 \times 10^{-5}$$

で表わすことができる．すなわち，クラックの発生原因として限界ひずみを考えれば，概ね引張ひずみが 1×10^{-4} に達した時点でクラックが発生すると考えることができる．したがって，温度応力によるクラックを考える場合に，従来，コンクリートの引張強度，弾性係数を用いていたが，限界ひずみを考えれば，これを無次元化して考えることができ解析上の取り扱いが容易になる．

5．まとめ

○熱的特性

一般に，熱拡散率の大きさは骨材率の増加とともに増加し，比熱の大きさは逆に減少する　また，熱伝導率については，その影響は小さい．

ダムコンクリートの温度履歴を計算する場合，一般に熱伝達率の影響を考慮する必要がある．その大きさは，室内実験で代表されるような外気の動きがほとんどない場合には，

$$\alpha \fallingdotseq 10\ \mathrm{Kcal/m^2\ hr\ deg} \quad \text{----------}(1)$$

で示される．

○力学特性

初期材令での弾性係数，圧縮強度，引張強度の関係を経時的に見ると，ほぼ比例関係にあり，骨材の種類，単位セメント量によらず概ね一定であり，これらの関係式は以下のように示される．

$$E = 1430\ \sigma_c$$
$$\sigma_t = 0.163\ \sigma_c^{0.92} \quad \text{----------}(2)$$
$$E = 11400\ \sigma_t^{1.02}$$

ただし，これらの関係は初期材令におけるものであり，材令が大きくなり，コンクリートが十分硬化するとこの関係は必ずしも適用できず，圧縮，引張強度に対する弾性係数の伸びは低下する傾向にある。また，引張破壊時のひずみ量は，材令によらずほぼ一定であり

$$\varepsilon_t \fallingdotseq 1.0 \times 10^{-4} \quad \text{———————————————} (3)$$

と表わされる。このため，従来のように温度応力を解析する際に引張応力に着目すると，弾性係数，引張強度が必要であったが，限界ひずみを考えれば，ひずみ量のみでコンクリートの温度現正に対応でき解析上の取り扱いが容易になる。

おわりに

今回の実験では，一般に行なわれていない初期材令の力学特性の測定を行ったが，装置の関係で測定できなかったクリープ特性は，初期材令においては特に大きいため，今後測定する必要がある。また水和熱の測定は室内実験により求めたが，現場では外気温の変化，養生方法など室内実験と大きく条件が異なる項目があるので，現場の打設条件を考慮した実験，ないしは，密度の高い現場計測を行うことが望ましい。最後に，本実験を行うに当り御協力頂いたコンクリート研究室，ならびに，本報告をまとめるにあたり水野光章室長および永山研究員の援助を戴きましたことに対し，ここに謝意を表します。

〔参考文献〕

1) 土木材料実験　国分 正胤　技報堂
2) コンクリートダムの温度応力に関する考察 (I)　土研資料第 1558 号
3) コンクリートダムの温度応力に関する考察 (II)　土研資料第 1658 号

土木技術資料

昭　和　57　年

初期材令におけるコンクリートの熱特性と力学特性

水野光章* 永山 功** 矢沢克敏***

はじめに

ダムのようなマスコンクリートでは，セメントの水和熱による温度応力ないしはそれに基づくクラックが，構造物の構造上または機能上の問題点の1つとして挙げられている。すなわち，マスコンクリートでは熱の逸散が極めて悪いため，構造物内には多量の水和熱が蓄積され，それによって生ずる温度応力がクラック発生の大きな要因となっている。このようなことから，コンクリートダムの設計，施工に際しては，温度応力を低減するための種々の温度規制法，たとえば，コンクリート材料のプレクーリング，コンクリートの打設速度の制限，収縮継目の設置（この場合，ダムの一体化を図るため，パイプクーリングとジョイントグラウチングが必須の条件となる。），パイプクーリングなどが採用されている。

一方，温度応力によるクラックを規制するための設計面での対応として，基礎岩盤による拘束等の外部拘束条件に対する温度応力の検討には従来より種々の解析方法が試みられているが，コンクリート内の温度分布（温度差）による拘束，すなわち内部拘束に対する温度応力の検討が行われるようになってきたのは，数値解析手法の発達とあいまって，比較的最近のことである。しかし，内部拘束によるクラックが外部拘束条件によるクラック発生の引金となり，また単独でもダムの構造上または機能上問題となるクラックになりうることから考えても，内部拘束による温度応力の問題は重要であり，その検討は必要不可欠であるといえよう。

このような内部拘束によるクラックは，コンクリート内部の温度がいまだ高い初期材令において発生すると考えられるが，初期材令におけるコンクリートの力学特性を求めた試験はあまり行われていない。本報告は，このような観点から，初期材令におけるコンクリートの力学特性を室内試験によって求めた結果を示すとともに，併せて行ったコンクリートの熱特性試験の結果について触れ，コンクリート内に温度応力をもたらす温度変化量を正確に推定する方法について検討し，最後にマスコンクリートの温度規制法について論じたものである。

* 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室室長
** 〃 ダム構造研究室研究員
*** 〃 ダム構造研究室
Mitsuaki Mizuno, Isao Nagayama and Katsutoshi Yazawa: Thermal and Mechanical Properties of Early-aged Concrete

1 コンクリートの熱特性[1),5)]

1.1 概要

マスコンクリート内に発生する温度応力は，コンクリートの熱特性，力学特性，拘束条件によって決定づけられる。そこでまず熱特性について検討する。

測定項目は，熱拡散率，比熱，熱伝導率，発熱量等からなるが，このうち熱拡散率 h^2，比熱 c，熱伝導率 k の間には，密度 ρ を介在して次式が成立つ。

$$k=\rho c h^2 \quad \cdots\cdots(1)$$

したがって，熱伝導率は上式を用いて計算する。

さて，コンクリートはセメントペーストと骨材の混合体であるから，その熱特性はセメントペーストと骨材の比率によって影響される。ところが，室内実験ではフルサイズ（150mm）の粗骨材を用いた供試体を製作することは不可能で，最大骨材寸法は 40mm に制限される。このような条件下でダムコンクリートの熱特性を求めるには，これに相当する適当な配合を決定しなければならない。このような配合は，両者の配合において，水，セメント，骨材の比を一定に保つことによって近似される。この時，細骨材と粗骨材の割合はコンクリートの施工性より決定されることになる。このようにして求めた実験用コンクリートの配合を表-1に示す。表中，K_2 配合は，コンクリートの発熱特性を求めるために用いた富配合のコンクリートを示したもので，さらに骨材率の影響を求めるためにも利用することができる。

1.2 熱拡散率，比熱，熱伝導率

1.2.1 測定方法と結果

熱拡散率は，中央に熱電対を埋設した材令14日の円柱供試体（ϕ20×40cm）を 30°C の恒温水槽中で一様な温度とした後，10～15°C の恒温水槽で冷却してその温度変化から求めたものである。測定結果を表-2に示す。

比熱は，中央に孔を配置した材令 14 日の円柱供試体（ϕ20×40cm）を断熱水槽中に入れて加熱し，その温度変

表-1 熱特性を求めるための示方配合

配合	骨材名	G_{max} (mm)	W (kg/m³)	C (kg/m³)	F (kg/m³)	S (kg/m³)	G (kg/m³) 40～20mm	G (kg/m³) 20～5mm
Od	砂岩	40	98	150	0	536	927	720
Ok	川砂利(砂岩)	40	102	90	30	449	1024	708
K_1	安山岩	40	98	172.5	57.5	534.4	889.3	711.3
K_2	安山岩	40	146	257.1	85.7	775.1	529.1	578.3
S	砂質片岩	40	105	90	30	488.7	986.7	758.6
N	砂岩	30	103	150	0	633	1519	

注）N配合の粗骨材の粒度は 30～5mm である。

表-2 熱伝導率，比熱，熱拡散率の関係

配合	骨材名	骨材率(%)	熱伝導率 (kcal/m·hr·deg)	比熱 (kcal/kg·deg)	熱拡散率 ($\times10^{-3}$m²/hr)	密度 (kg/m³)
Od	砂岩	90	1.90	0.237	3.25	2460
Ok	川砂利(砂岩)	91	1.76	0.239	3.00	2460
K_1	安山岩	87	1.72	0.231	3.02	2470
K_2	安山岩	79	1.74	0.253	2.79	2460
S	砂質片岩	91	2.11	0.242	3.49	2500
N	砂岩	90	1.86	0.209	3.61	2470

化から求めたものである。測定結果を表-2に示す。

熱伝導率は，供試体の密度を測定し，(1)式より求めたものである。計算結果を表-2に示す。

1.2.2 考察

コンクリートの熱特性は，骨材の種類，組成によって大きく影響される。特にダムコンクリートのように骨材率が80～90%にも及ぶと，その影響は一層である。

一方，骨材率自身も熱特性に大きく影響を及ぼす。特にマスコンクリートの温度特性に大きな影響を与える熱拡散率を見ると，骨材率の減少とともに熱拡散率も減少している。例えば K_1 配合はダムコンクリートと同じ骨材率をもつ配合，K_2 配合はダムコンクリートの 40mm 以上の骨材をウェットスクリーンによって除去した配合に対応しているが，表-2 より K_2 配合を用いると熱拡散率を約10%過少評価することになり，したがってコンクリートの冷却速度を約10%過少評価することになる。このようなことから，コンクリートの熱特性を求める際には骨材率について十分考慮する必要があろう。

1.3 断熱温度上昇（水和熱）

1.3.1 測定方法

コンクリートの水和熱は，定温または断熱状態において発生する熱量を測定することによって精度よく求めることができるが，ここでは外気にさらされたコンクリートブロックの温度履歴を求めることから，間接的に断熱温度上昇を求め，またコンクリートの熱の逸散を検討するものとする。供試体は図-1 に示すように 80×80×40 cm の寸法を持ち，熱の流れを 1 次元流とするため，全側面と底面を断熱材で保護している。コンクリートは富配合の K_2 配合を用い，温度測定は図-1 のように埋設した熱電対型温度計と抵抗線型温度計によって行う。

1.3.2 熱伝達率

ダムコンクリートの温度履歴計算を行う場合，コンクリート表面での境界条件を求めておく必要がある。一般に，固体と一定温度の気体の間に熱交換が行われる場合，固体表面の温度は気体の温度とは一致せず，薄い気体の緩衝層が形成され，その関係は Newton の熱拡散の法則

$$q=\alpha(\phi_s-\phi_0) \quad \cdots\cdots(2)$$

で表わされる。ここに q は単位面積当りから放出される熱量の割合，ϕ_s，ϕ_0 はそれぞれ固体表面，気体の温度，α は熱伝達率と呼ばれ，固体表面の性質と気体の状態によって定まる定数である[2]。

ここでは，外気温を一定に保つ代りに任意に変化させ，その時のコンクリート内部の温度変化を測定することにより，解析的に熱伝達率を求める方法を採用する。

外気温の変化とこれに対応したコンクリートの内部の温度変化，また Carlson の方法を用いて解析的に求めたコンクリート内部の温度変化の最適近似値を図-2に示す。この場合，熱伝達率の大きさは

$$\alpha=10\text{kcal/m}^2\cdot\text{hr}\cdot\text{deg} \quad \cdots\cdots(3)$$

で与えられる。また供試体断面内の温度分布によって，熱伝達率の精度を検証した結果を図-3に示す。

1.3.3 断熱温度上昇（水和熱）[4]

コンクリートの水和熱はセメントと水の化学反応によって生じる。したがってコンクリートの総発熱量はコンクリートの配合が定まれば一義的に決定されるが，発熱速度は反応速度に影響を与える温度状態によって変化するのが一般である。

ここでは現実により近い発熱状態として，図-1に示すコンクリートブロックの温度履歴からコンクリートの発熱曲線を推定し，これよりその発熱曲線に対応する断熱温度上昇曲線を求めるものとする。断熱温度上昇は次式

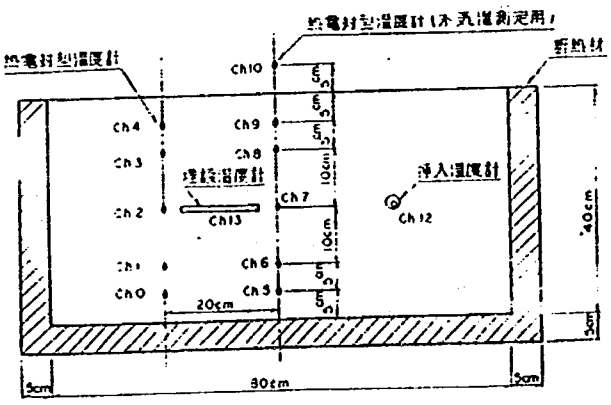


図-1 温度履歴測定用供試体断面図

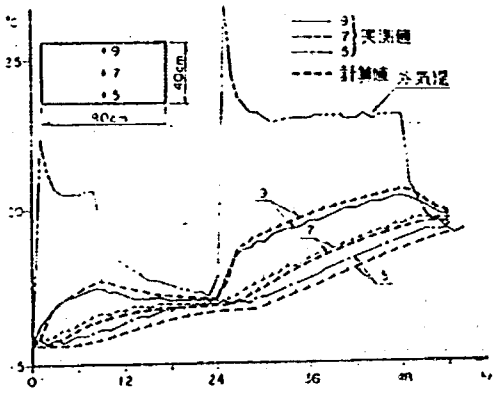


図-2 外気温の変化によるコンクリートの温度変化

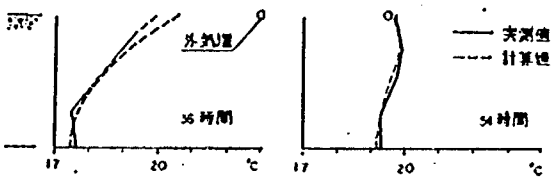


図-3　外気温の変化によるコンクリート内の温度分布

より求められる。

$$\phi_{ad}(t)=\frac{1}{\rho c}\int_0^t Q(t)\,dt \cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

ここに，ρ，cは表-2に与えられるK_2配合のコンクリートの密度，比熱である。また，Qは単位体積当りのコンクリートの発熱速度である。

コンクリートの温度履歴曲線の測定値を図-4に示す。この場合，熱の流れが1次元流であることは，図-1に示した中央列および側列の温度計の読みがほぼ同一であることから確認できる。なお抵抗線型温度計は熱電対型温度計に比べ精度が劣っている。

熱伝達率を10kcal/m²·hr·degとして，Carlsonの方法より解析的に求めた温度履歴解を図-5に示す。この場合，(4)式より求めた断熱温度上昇は図-6での実線Aで与えられる。また解析値の近似度を断面内の温度分布で検証した結果を図-7に示す。

K_2配合に使用した中庸熱ポルトランドセメントは，重量比で25%のフライアッシュを含むため，厳密にセメントの単位重量当りの水和熱を求めることはできないが，

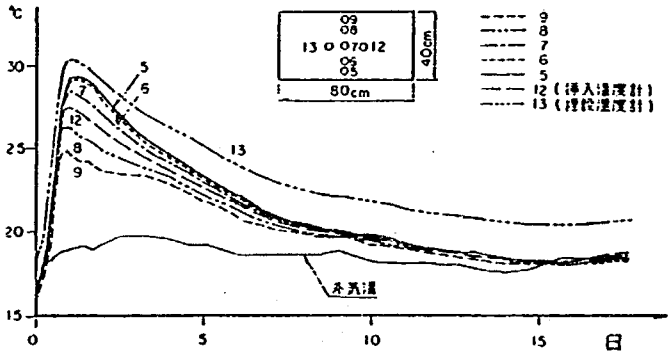


図-4　水和熱によるコンクリートの温度履歴

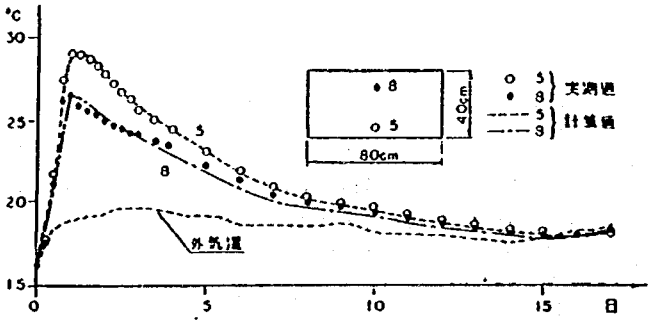


図-5　Carlsonの方法によるコンクリートの温度履歴

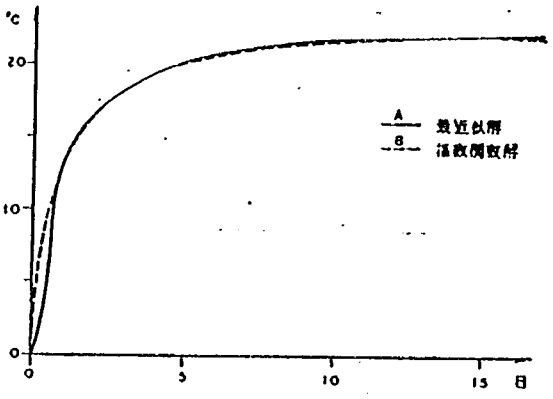


図-6　コンクリートの断熱温度上昇曲線

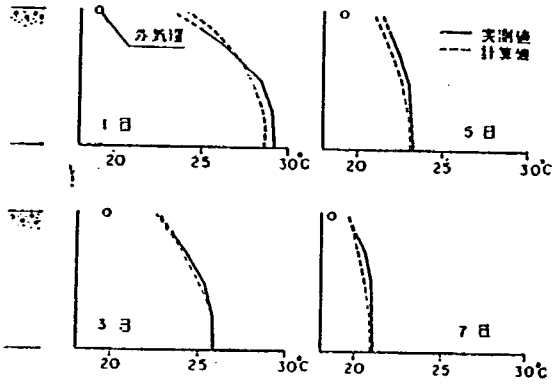


図-7　水和熱によるコンクリート内の温度分布

このフライアッシュを25%含むセメントの単位重量当りの水和熱は材令7日に対して約38kcal/kgとなる。またフライアッシュの反応を無視すると，セメントの単位重量当りの発熱量は7日に対して約50kcal/kgとなる。

1.3.3　考察

ダムコンクリートの温度履歴計算には一般にCarlsonの方法が用いられているが，この場合，通常次の仮定が設けられる。

① コンクリート表面は外気温と等しい温度を有する。

② コンクリートの断熱温度上昇は次式で表わされる。

$$\phi_{ad}=\phi_0(1-\exp(-mt^A)) \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

これらの仮定を，上記実験結果を下に考察してみる。1次元の熱伝導方程式

$$q=k\frac{d\phi}{dx} \cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

と(2)式を比較すると，熱伝達率αは厚さ約17cmのK_2配合コンクリートに相当することになる。したがって温度変化する領域がこの厚さを無視できない大きさである時には，熱伝達率を考慮しなければならないことになる。

次に断熱温度上昇曲線を指数関数で近似すると，時間 t を日単位で与えて次式のようになる。

$$\dot{\phi}_{ad}=22.2(1-\exp(-0.9t^{0.6})) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

この曲線の近似度は，図-6に示すように初期材令を除くと極めてよいが，この断熱温度上昇曲線による温度履歴解は，図-8のように必ずしも実測値とはよく一致していない。これは，温度履歴に直接影響を与える要素は断熱温度上昇ではなく，その微分形によって表わされる発熱量であるためであり，この場合，(7)式はよい近似解になっていないためと考えられる。したがって，断熱温度上昇を指数関数で近似する場合においては十分注意が必要であろう。

2 初期材令コンクリートの力学特性[1),5)]

2.1 概要

マスコンクリート内に生ずる温度変化が求まった場合，次に問題となるのは，発生する応力と強度の関係を求めることである。これには，コンクリートの熱膨張率，弾性係数，引張強度を知ることが必要である。(ここでは初期材令，すなわち短期間の間に発生するクラックを主に考えているため，クリープの影響は無視する。) なお，熱膨張率については，現場計測による無応力計のデータ等から算出できるため，実験は弾性係数と引張強度の測定に限るものとする。また，引張強度，弾性係数との相関を求めるため，併せて圧縮強度の測定を行っている。

室内実験では供試体寸法より最大粗骨材寸法が40mmに制限されるため，便宜的に配合はダムコンクリートの40mm以上の骨材をウェットスクリーンによって除去した配合に相当するものとして，表-3のとおりとする。

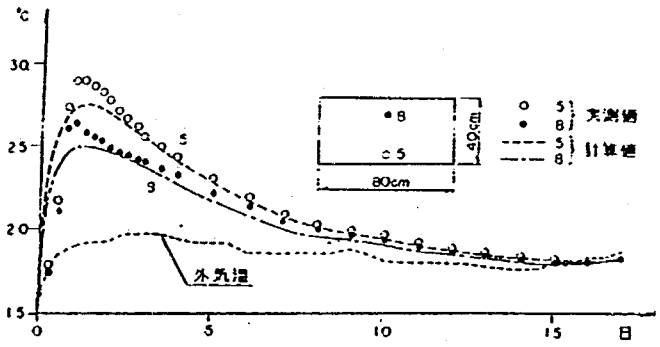


図-8 断熱温度上昇を指数関数で近似した場合の解析精度

表-3 力学特性を求めるための示方配合

	骨材名	G_{max} (mm)	W (kg/m³)	C (kg/m³)	F (kg/m³)	S (kg/m³)	G (kg/m³) 40～20mm	G (kg/m³) 20～5mm
Od	岩砂	40	149.6	229.0	0	795.4	558.8	583.2
Ok	川砂利(砂岩)	40	131.6	116.1	38.7	391.5	576.7	576.7
K	安山岩	40	146.0	257.1	85.7	775.1	529.1	578.3
S	砂百片岩	40	130.6	111.9	37.3	935.1	552.1	645.4
N	砂岩	30	164.4	239.5	0	887.6	967.4	

注) N配合の粗骨材の粒度は 30～5mm である。

表-4 弾性係数測定のための載荷速度

材令(日)	1	2	3	4	5	7～28
応力増加速度 (kg/cm²/min)	2	4	6	8	10	12

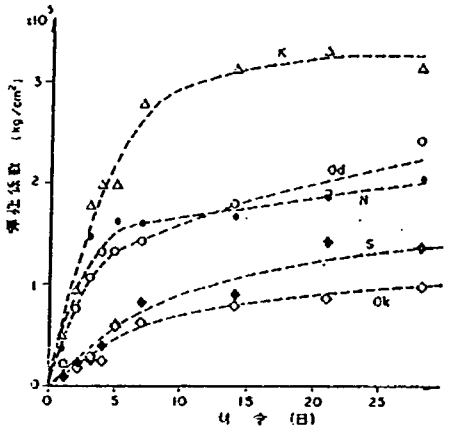


図-9 弾性係数の経時変化

2.2 弾性係数，圧縮強度，引張強度

2.2.1 測定方法と結果

弾性係数は，材令 1，2，3，4，5，7，14，28日の円柱供試体 (ϕ15×30cm) を用いて，圧縮強度の 1/2 までの応力に対する応力ひずみ関係より求めたものである。載荷速度は表-4のとおりである。測定結果を図-9に示す。

圧縮強度は弾性係数の測定と同時に行い，載荷速度は弾性係数のそれの 3 倍とする。結果を図-10に示す。

引張強度は，便宜上割裂法を用いて，弾性係数の測定と同一材令の円柱供試体 (ϕ15×30cm) から求めたものである。載荷速度は弾性係数のそれの 1/3 とする。結果を図-11に示す。

2.2.2 考察

コンクリートの圧縮強度，引張強度，弾性係数の間に何らかの相関性が認められれば，これら力学特性の 1 つがわかれば，他をある程度の精度で推定することができる。そこでこれらの関係を示したのが図-12から図-14である。これらの図はすべての配合，材令の供試体に対して示したものであるが，特に若い材令では配合，材令にかかわらず高い相関を示している。これは，特に若い材令ではセメントの特性がコンクリートの特性を支配しているためと考えられる。

このうち特に興味をひくのは，引張強度と弾性係数の関係である。圧縮領域ではコンクリートの応力ひずみ関係はマイクロクラック

$$
\begin{aligned}
&m^2\{(1+\alpha)^3(\gamma_c-\gamma\mu)+(1+\alpha)^2\cdot\gamma\cdot A\} \\
&\quad +m\{(1+\alpha)^3(\gamma_c\cdot n_0+2\gamma\cdot n-2\gamma\cdot\mu\cdot n_0-\gamma_c\cdot k) \\
&\quad +2\gamma(1+\alpha)^2 n_0\cdot A+(1+\alpha)\{2(\gamma_s-1)\delta^2 n_0 \\
&\quad -2\gamma\cdot n_0\cdot\beta^2\}\}+(1+\alpha)^3\{\gamma\cdot n_0^2-\gamma\mu n_0^2-\gamma \\
&\quad -1.4\gamma\cdot k\cdot\xi^3-\gamma_c\cdot n_0\cdot k\}+\gamma(1+\alpha)^2 n_0^2 A \\
&\quad +(1+\alpha)\{-2\gamma\cdot\beta^2\cdot n_0^2+2(\gamma_s-1)\delta^2\cdot n_0^2\} \\
&\quad +\gamma\beta^3(n_0^2+1)-(\gamma_s-1)\delta^3(n_0^2+C_s)=0 \qquad \cdots\cdots(1)
\end{aligned}
$$

ただし記号は次の通りである。

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：施工時水位と h との比

γ：水の単位体積重量

γ_c：コンクリートの単位体積重量

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

c_s：泥圧係数

δ：堆砂高と h との比

ξ：最高水位と $(1+\alpha)\ h$ との比

この下流面勾配 m は，施工時の貯水位と密接な関係にあり，施工時水位が低い程有利となり，その時の m と，施工時水位と h との比 β との関係は図-4のようになる。

以上の「嵩上げ公式」は簡便で設計法としては有用なものであるが，新旧堤体を全く一体化した剛体として取扱い得るとする所に問題なしとは言い難い。すなわち，新旧堤体の接着面が両者を単一剛体として取扱い得る程強固なものであるか，また新旧コンクリートの物性の差異，旧堤体が通常基礎岩盤の力学的性状の最も優れた位置に築造されていることから来る基礎岩盤の支持条件の違いが，弱点と目される新旧コンクリートの接触面にどのような影響を与えるか等が懸念される。これらの問題は打継面の施工の方法，あるいは特定サイトの固有の条件によって影響の度合が異なるものであるが，本論文は，これを一般的なモデルダムの問題として，これらがどの程度問題となり得るかという着眼から考察を加えたものである。取扱った問題は

イ）基礎岩盤の影響

ロ）新旧コンクリートの弾性係数の相違による影響

ハ）貯水位による影響

ニ）新旧堤体の打継面の影響

である。なおこれ以外に嵩上げダムでは

ホ）新コンクリートの硬化熱による温度応力

の問題があるが，今後検討を必要とする事項である。

検討はモデルダムを設定し2次元弾性計算で行っている。荷重は旧堤体には静水圧・泥圧・自重・揚圧力を作用させ，新堤体に作用する荷重としては新たに加わる静水圧・新堤体自重・新たに加わる揚圧力・新堤体自重・地震時慣性力・地震時動水圧である。

2.2 基礎岩盤の影響

ダムは建設予定地付近のなかでも最良の岩盤上に築造されるようダム軸が決定されるが，嵩上げダムの新堤体岩盤が旧堤体の岩盤ほど堅固とは限らず，むしろその反対の状況が考えられる。そこで図-5に示すように3通りの岩盤状態を設定し，それらが堤体応力に及ぼす影響について検討した。

ここで岩級区分で C_H 級及び C_M 級の岩盤については一応次の弾性係数を設定した。

コンクリート；$E_C=250,000\mathrm{kg/cm^2}$

C_H 級；$E_{CH}=50,000\mathrm{kg/cm^2}$

C_M 級；$E_{CM}=25,000\mathrm{kg/cm^2}$

図-6は堤体着岩部の鉛直応力を比較したものである。(a) は満水時，(b) は最低水位時を想定した水位である。図中の実線は剛体設計論によって求めた鉛直応力分布で

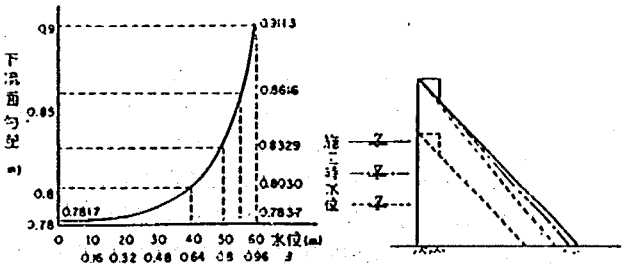


図-4 下流面勾配と施工時水位の関係

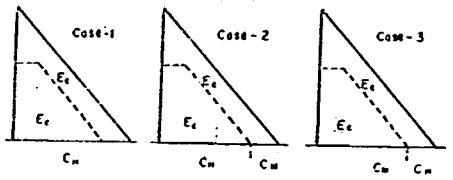


図-5 基礎岩盤の影響

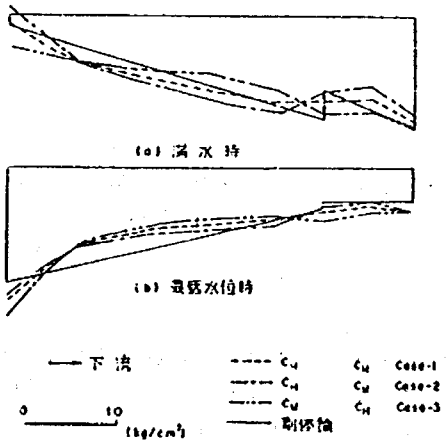


図-6 堤体着岩部の鉛直応力分布

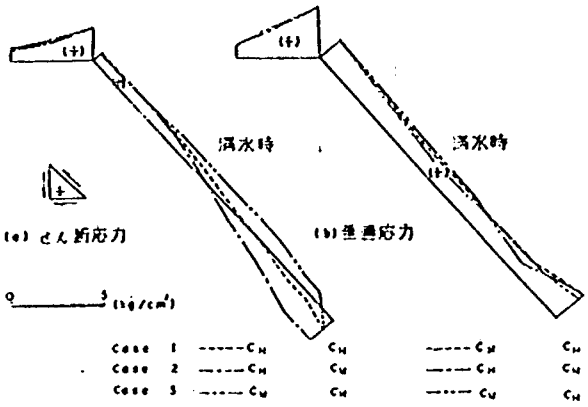


図-7 打継面の応力（新旧コンクリートが一体化されている場合）

ある。満水時について上流端鉛直応力について注目してみると，均一岩盤（C_H 級）とした Case-1 ではほぼ剛体論と同等の値を示しており，1ランク程度下流側岩盤が良好な場合（Case-3）にはこの鉛直応力は大きく，不良の場合（Case-2）は小さくなっている。特に後者の鉛直応力は引張側に移行しており，現実にもこのようなことがあり得るので問題で，上流端に引張応力を出さない条件は剛体論による検証だけでは不充分であることを示唆している。

最低水位時については特に問題は見当たらない。

新旧堤体打継面の応力状況を見てみると，図-7に示すように，垂直応力については殆ど応力差が現われていない。最大値も 4kg/cm² と小さく，圧縮側である。せん断応力は低位標高で基礎岩盤の影響により応力の差が現われており，下流側に相対的に悪い岩盤がある Case-2 が最も大きい。しかしその応力は 2kg/cm² 程度で一般にダムコンクリートのせん断強度は打継面の強度低下を考慮して圧縮強度の 1/7～1/10 とされており，新旧堤体の打継面を特に弱点と考えずに同程度の強度が発揮されると考えれば，亀裂等が生じる危険性はないと言える。

以上の結果から，総じて新コンクリート部の基礎岩盤が旧堤のそれに比して，通常の岩級区分で1ランク下がる程度のものであればそれ程問題ないと言えるが，上流端引張応力については一応の検討を必要としよう。

2.3 新旧コンクリートの弾性係数の相違による影響

新堤体にコンクリートが打設されて材令が充分でない湛水初期においては，コンクリートの弾性係数が旧堤体のコンクリートほど発揮されていないことが考えられる。図-8は，最低水位時について新コンクリートの弾性係数が旧堤体の弾性係数 E_C の8割程度とした時の着岩部鉛直応力を，新旧コンクリートの弾性係数が等しいとした場合とを比較したものである。いずれの基礎岩盤状況においても新旧堤体の弾性係数の相違による影響は殆ど現われていない。

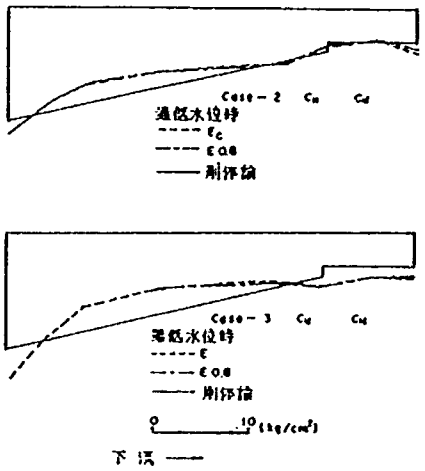


図-8 各岩盤状況における弾性係数の相違による影響（着岩部鉛直応力）

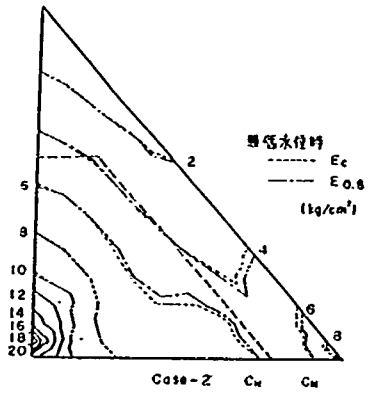


図-9 堤体内の第一主応力

第一主応力の等応力線について比較したのが図-9である。破線は新コンクリートの弾性係数が E_C の場合，一点鎖線は $E_{0.8}$ の場合を示している。等応力線に僅かながら相違が見られるものの荷重分担の割合が旧堤体岩盤に偏重することはないとこが示されている。さらに実際には嵩上げ工事が終了するまでには，新コンクリートの低位標高の弾性係数は E_C にかなり近い値になっていると推測され（中位標高以下のコンクリートは嵩上げ終了までに少なくとも91日以上は経過している。新中野ダム）弾性係数の相違による影響は問題ないと結論付けられる。

2.4 貯水位による影響

嵩上げダムの建設では発電，都市用水など旧堤体の従前の機能を維持する場合，施工時の水位を旧堤体の常時満水位近くまで保持しなければならなくなる。新コンクリートは旧堤体のこのような外力状況下で打設されるが，嵩上げダム完成後に貯水位が最低水位まで低下するようなことがあれば，新旧堤体打継面の接着が良い場合新堤体着岩部に亀裂が生じたり，逆に新堤体着岩部の密着が良い場合には新旧堤体打継面が離れることが考えられる

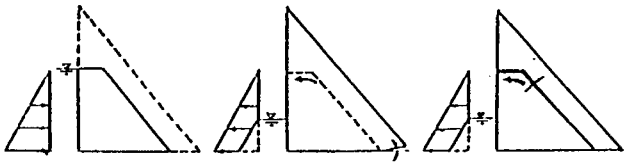


図-10　施工時水位の影響

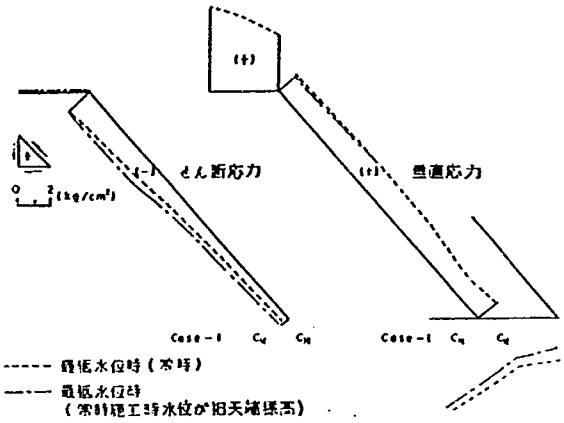


図-11　打継面及び新堤体着岩部の応力

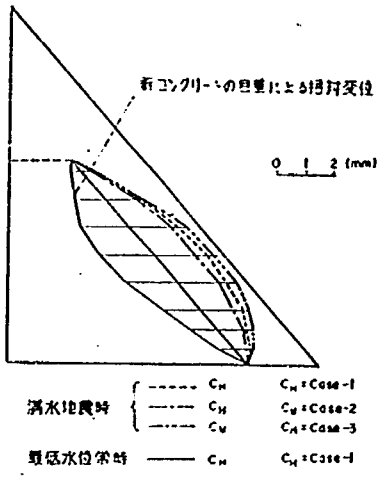


図-12　下流面打継面において新旧コンクリートが一体化されていない場合の水平相対変位

(図-10)。そこで嵩上げダムの施工中の水位を旧堤体天端標高付近に維持したケースを設定し，しかも嵩上げダム完成後この水位が急速に最低水位付近まで下がることを想定した応力解析を実施した。この応力は，図-10に示すような荷重モデルを想定した解析を実施することによって得られる。前述した新旧コンクリート打継面及び新コンクリート着岩面の応力を示したのが図-11である。参考のためにこのような水位履歴がなく，最低水位そのものによる応力を並べて表示してある。この面内の応力は若干引張側に移行しつつも，いずれも圧縮応力の範囲内にあり，この部分が引き裂かれるような応力は発生しないことがわかる。以上の検討結果から，施工時水位とその後の水位の履歴の堤体への影響は殆ど問題にならないことがわかる。

2.5　新旧堤体の打継面の影響

嵩上げダムの設計においては，既に述べたように新旧堤体は打継面で一体化されているとしている。しかしながらこの打継面は，①打継面の処理の方法，②新コンクリートの冷却過程，③繰返し外荷重を受けたとき等の挙動に対しては必ずしも明確ではない。この点については，嵩上げダムの実測挙動を注意深く観察するしかなく，この点は第3章で報告する。ここでは，打継面状態が新旧コンクリートで離れているとの仮定にたって弾性計算を行い，打継面の挙動について考察を加える。

この解析は有限要素法において，打継面において連続をはずすことによって可能である。いま新旧堤体が打継面で一体となっているとした解析結果において，打継面の応力状況は，垂直応力が打継面全体に渡って圧縮側となっておりせん断応力は小さな値で最大で3kg/cm²ほどであった。図-12は旧堤体下流面打継面で新旧堤体が一体化していないときの新旧堤体の相対的な水平変位を，満水地震時について示したものである。この時の旧堤体の変位は新堤体と重なり，新堤体に食い込んだ状況を呈しているが，2次元弾性計算を行う場合このような変位の重なりは，実際のダムの状態を模しているとは言い難く，非連続応力解析が必要である。しかしながら定量的でないにしても定性的には打継面の挙動を把握できると考えられ，何等かの理由により打継面が離れても，新たな荷重により打継面は閉じる傾向にあることがわかる。二点鎖線（Case-3）は旧堤体岩盤が C_M 級，新堤体岩盤が C_H 級となっており，このとき相対変位量が他の2つの基礎岩盤状態に比べて大きく，新旧堤体の密着度も大きい。この図には他に貯水池が最低水位時の打継面の相対変位も記してある。この時打継面に作用する荷重は新堤体自重のみということになるが，新堤体が旧堤体に食い込んだ状態になっており，打継面はやはり開く傾向にないことがわかる。

本解析は，難目の挙動をみるだけであるから厳密さに欠け本解析からは応力上の影響を云々することはできない。応力の問題については今後非連続応力解析を実施し詳細につめたいと考えているが，少なくとも新旧コンクリート打継面は荷重の増分に対して開く傾向にないことが結論付けられる。

3　嵩上げダムの実測による挙動

本節では，新旧コンクリート打継面に設置した変位計の挙動について述べる。新中野ダムは旧ダム53mを74.9

m に嵩上げした重力ダムである。昭和56年11月から中間湛水を開始し，貯水位は，EL. 231m から57年2月15日現在 E.L. 245.6m まで上昇した。継目計とせん断変位計は 7BL. と 9BL. に埋設されており 9BL. の計器の配置は図-13の通りである。これらの計器のうち，新旧堤体打継面および新堤体着岩部の6個の継目計および，新堤体打継目のせん断変位計の変位を湛水日を原点としてその前後の履歴を貯水位と合わせて図-13に示してある。計器は施工中より開く傾向を呈し，最大で湛水前で埋設時より 0.57mm の開きを示したものもあるが，初期値の設定の問題もありその絶対値については必ずしも信頼性があるとは言い難い。さらに湛水過程ではすべての計器に変化は現われていない。以上の結果は，現時点で継目の状態を断定することが不適当なことを示しており，長期の注意深い観測が必要であると言えよう。

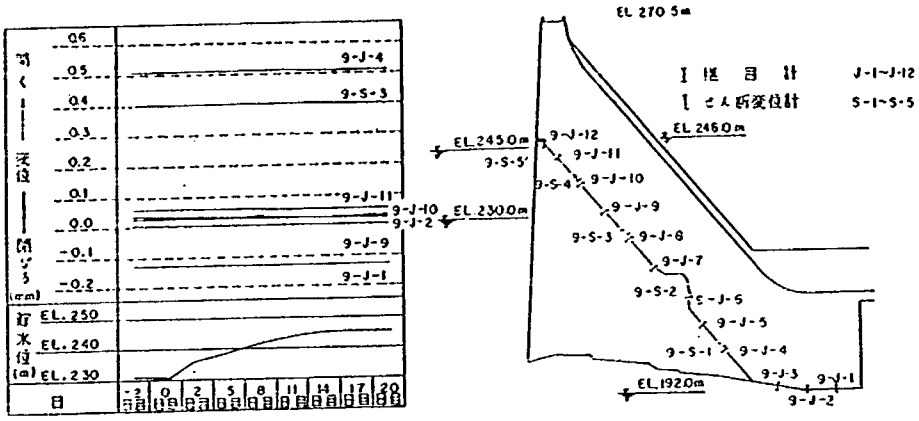


図-13 中間湛水による打継面の挙動

4 まとめと今後検討する事項

嵩上げダムの問題として次の事項が挙げられる。

① 新旧堤体コンクリートの弾性係数の相違による影響

② 基礎岩盤の影響

③ 貯水位による影響

④ 新旧堤体の打継面の影響

⑤ 新コンクリートの硬化熱による温度応力

これらについて検討と考察を行った結果次のような結論を得た。①についてはモデルダムを用いた弾性計算によれば，新旧堤体の弾性係数比が0.8程度であっても打継目の応力状況には何ら影響がなく，新旧堤体の荷重分担割合の偏重もないことが示された。実際には，新旧堤体の弾性係数比は0.8以上が期待でき（新堤体下部標高ほど材令が経過しているので強度が期待できる），したがって弾性係数の相違による影響は問題がないと言える。

②については堤体上流端着岩部，新旧堤体打継目の応力状況に基礎岩盤の影響が若干見られる。着岩部の応力は空虚時よりも満水時に基礎岩盤の影響を受け，着岩部の鉛直応力分布の変化の割合は新堤体岩盤の弾性係数が旧堤体岩盤の弾性係数よりも小さいときに大きくなるので，岩級区分が1ランク変わる程度の岩盤が下流側にある場合には一応の検討を必要としよう。

③の貯水位の履歴による影響は，新旧コンクリートの打継面及び新コンクリートの岩着面の圧縮応力を若干引張側に移行させるが問題となるようなものではないことが判明した。

④については，打継目において新旧堤体が一体となっていないとしたモデルダムの弾性計算において，外荷重の増分に対して打継目は開く傾向にないことが示されて，打継目の挙動に関して興味ある結果が得られた。

今後の検討課題としては，⑤の温度応力の問題に加えて，実測による新旧コンクリートの打継面の挙動，並びにその結果に基づく堤体への影響を見るための詳細な応力解析等がある。今後はこれらの結果を踏まえて新旧コンクリート打継面の処理方法，並びに新コンクリートの冷却の方法等に検討を加えたいと考えている。

参考文献

1. 垣谷正道，ダムの嵩上げに関する資料（その1）電力技術研究所業務資料（土木 55006）1955.9
2. E. Becerril, Heightening of existing dams in cluding methods of constructing new dams in successive stage, ICOLD, 1958, Vol.1 p.387～p.427
3. D.C. Sundquist, et al, Design and construction of Ross dam in successive stages, ICOLD, 1979, Vol.1 p.21～p.44
4. G. Chavarri, et al, Raising Guri gravity dam; stability and stress investigations, ICOLD Vol.1, p.45～p.56

大ダム

No.100（1982.6）

コンクリートダムの挙動(I)

——漏水・揚圧力——

前岡光明*
斉藤孝三**

まえがき

コンクリートダムの挙動を監視する場合，漏水ならびに揚圧力は，変形とともに，最も重要な計測項目に数えられる。

漏水，特に基礎岩盤からの漏水量を経時的に観測しておくことはダム安全管理上最も重要なことであり，更に漏水の水質・水温等の変化も把握しておけば，異常時の判断がつきやすいと思われる。

揚圧力は，堤体の内部水平打継面及び基礎底面に自重に抗するように鉛直上向きに作用する荷重として，設計では考慮している。この揚圧力の値はダムの安全性を判断する上で直接的には設計荷重との対応で，また間接的にはその経時的な変化に注目すべき計測量となり得る。

コンクリートダムの基礎岩盤からの漏水量は，堤内の通廊に設けられた基礎排水孔で測定される。この時測定される量には，基礎の深い流れ等，全浸透量が把握されているわけではないが，これら個々の排水孔での計測量は局所的な岩盤の状態を，また全漏水量は全体的な岩盤の状態を代表し得ると考えられている。

基礎排水孔は，堤体の底面にかかる揚圧力を低減するために，止水カーテンの直下流に設ける浅孔である。この排水孔によって漏水量を計測し，圧力計をとりつけることによって揚圧力も計測されている。

コンクリート重力式ダムには，この他，継目排水孔が設置されている。継目排水孔は，継目止水工からの漏水を排除するために横継目の止水板の下流側に設けるものである。この部分の漏水はダムの安全性には直接的に関るものではないが，管理上好ましくないため極力少なくする様，止水板の施工では十分に留意されている。

1. 漏　水

1.1 湛水に伴なう漏水の変化

コンクリートダムの堤内漏水には，基礎排水管を通じて湧出する基礎の浸透水と堤体継目排水管を通じて来る堤体の漏水があることは前述した通りである。これらは通廊排水側溝に集められ，適宜設けた三角堰により計量される。個々の排水孔の湧出量は，それぞれの値を孔口でメスシリンダー等を用い計測される。一般に漏水量と称した場合は，これらの合計値を指している。

特にダムの安全性に関しては，基礎排水管からの漏水が重要であり，堤体継目からの排水とは区分して整理される。漏水量の多い特定の孔に着目してその変動を観測する必要がある。

一般に湛水初期の基礎排水管からの漏水量は貯水位と比例し，堤体継目からの漏水量は季節的な変化を有するものであるが，いずれも年数を経ると懸濁物質，遊離石灰などによる透水経路の目詰り効果によって減少傾向を示す例が多い。

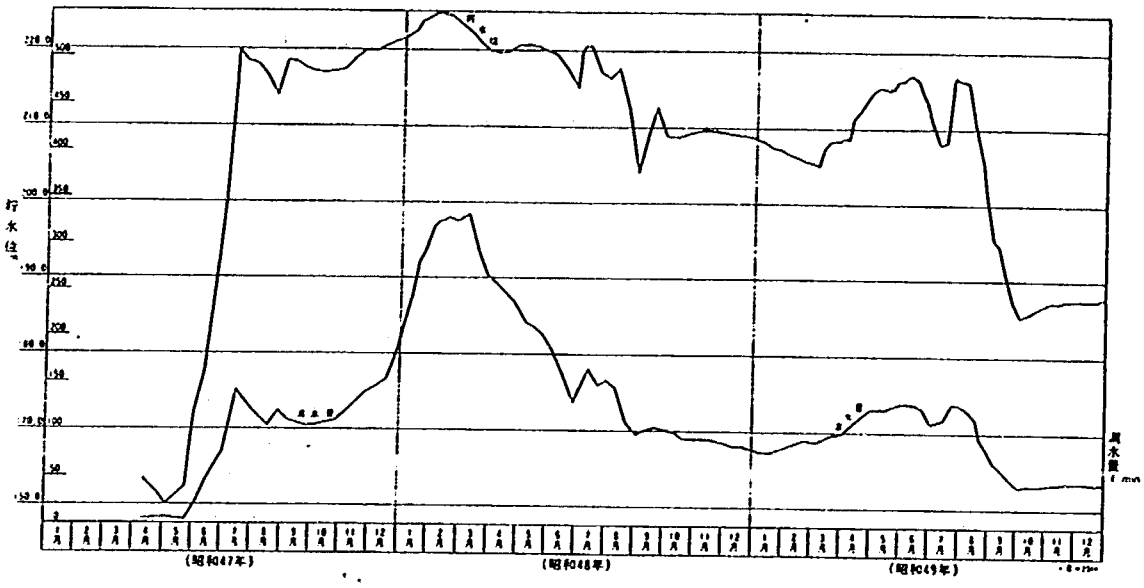
漏水量が安定しているか否かの判定には，貯水位の同一状態での漏水量の経時的な増減に注目すれば良い訳で，同一水位でも経時的に増加の傾向にあれば，透水路の拡大か，新たな透水路が生じたことによるものであり，特に漏水の濁りが認められる場合は，一応危険側と判断すべきで，このような場合は直ちにグラウチングを実施するなどの対策が講じられる。

過去の事例でも湛水後数年を経て異常が起きるというような事例は殆んど無いことから漏水の問題が発生するとすれば，初期湛水時に生ずると思われる。次項でとり上げているAダム，Bダムの例は初期湛水時の漏水量の挙動を的確に把握し，適切な対策によってダムの安全性をより高めることが出来た事例である。

1.2 基礎排水管からの漏水量の変化の例

Aダム（高さ 79.2m 重力ダム）の測定結果を紹介する。図—1にAダムの湛水後三年間の貯水位と漏水量の経時変化を示す。漏水量は貯水位と良く対応して変化している。このダムの処女湛水時の特徴は，水位上昇速度が大きいことと，漏水量のピーク（327 ℓ/分）が最初

* 水資源開発公団試験所第一試験課長
** 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室主任研究員

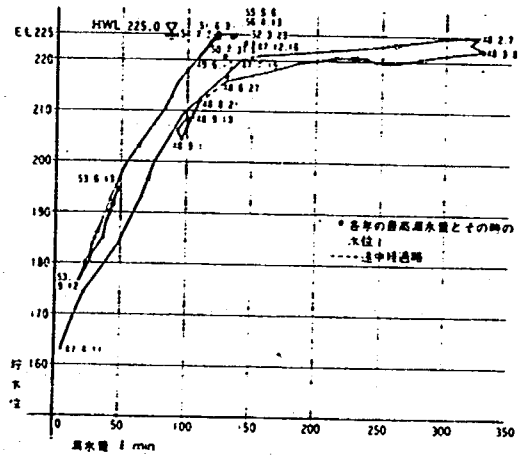


図—1　Aダム貯水位と漏水量の経時変化

の満水位時に出現しており，それが満水位標高付近5mの範囲で急増していることである。このため，追加グラウチングを実施した結果，次期満水位以降では漏水量が半減した。図—2に貯水位と漏水量の関係を記した。図を見易くするため，処女湛水時と5年後のみをグラフで記し，それ以外は各年の最高値をプロットしている。図—3に同一貯水位における漏水量の値を経時的に示した。48年のWL220の値は上述したように特異であるが，全体的な傾向として各水位に対応する漏水量は減じつつあり安定していることが判る。この理由として，基礎(緑泥片岩，絹雲母片岩)の目づまり効果が推定される。

1.3　漏水より再グラウチングを実施した例

Bダムは，堤高50mの重力式コンクリートダムである。ダムサイトの基盤は新生代第三紀の堆積とされている凝灰角礫岩で，その上部を火山灰層が覆っている。ダムサイトは，谷幅の狭った地点に選定され，サイトの両岸はほぼ直にきり立ち，全面的に岩が露出している。試験湛水は常時満水位までの一次と翌年のサーチャージ水位までの二次湛水に分けて実施した。一次湛水時に，基礎排水孔で最大68.5ℓ/minが観測され，二次湛水での増加が懸念されたので，この付近にカーテングラウチングの追加を実施した。二次湛水時には，堤体内通廊の各基礎排水孔では特に多量な漏水が観測された個所はなかったが，新たに左岸下流側の露頭および横坑内に合わせて漏水約100ℓ/minが生じた。左岸の取付尾根には延長56mのリムグラウチング(1列，ctc 1.0m)がなされていたが，追加グラウチングで，更に1列を補強し，

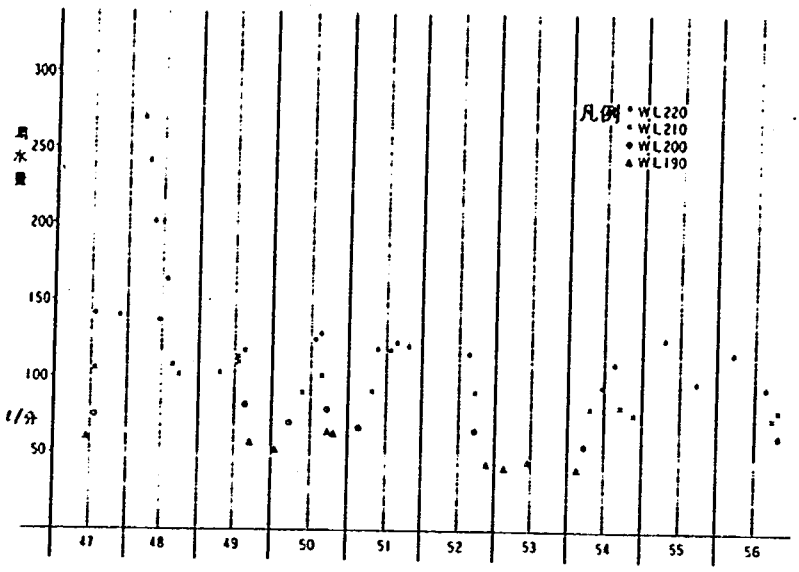


図—2　Aダム貯水位—漏水量

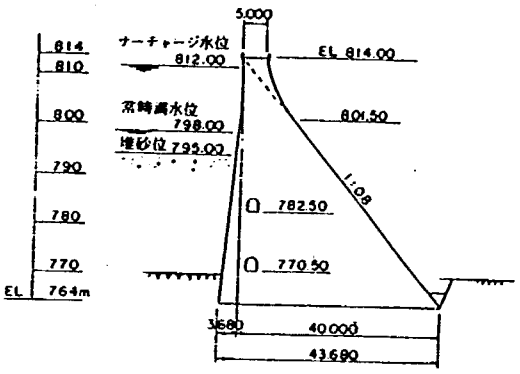
特に漏水浸透経路と推定される付近は2列施工した(図—7)。その結果，チェック孔ではルジオン値が3Lu程度であること，セメント注入量が30kg/mを超過するものがなかったことなどから，この水みちは閉塞されたと推定された。

尚，この追加グラウチング後，ダム左岸側岩盤からの漏水は急減し，1年後には3.0ℓ/min程度と報告されている。しかし，この測定量には降雨等による地山表面流水も含まれているため，貯水池からの漏水は全く無くなったとみられている。

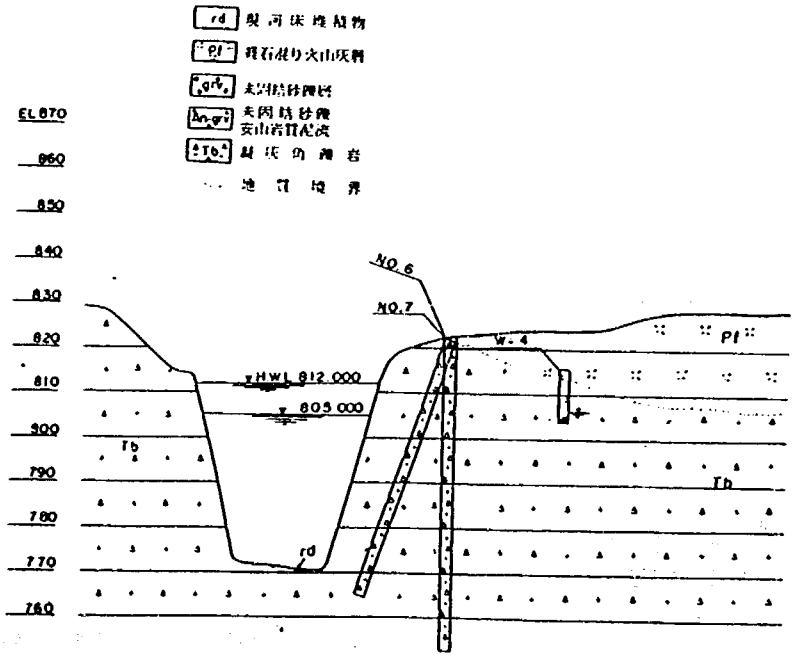
1.4　堤体継目漏水量の季節変動の例



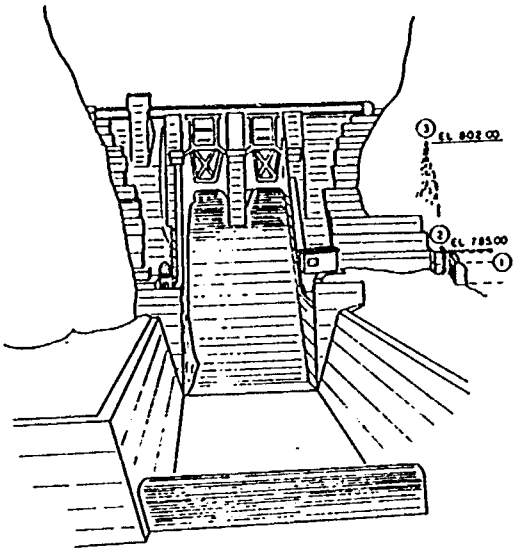
図—3　Aダム漏水量の変化
(同一貯水位)



図—4　Bダム非越部断面図



図—5　Bダム地質断面図



図—6　Bダム下流左岸漏水位置図

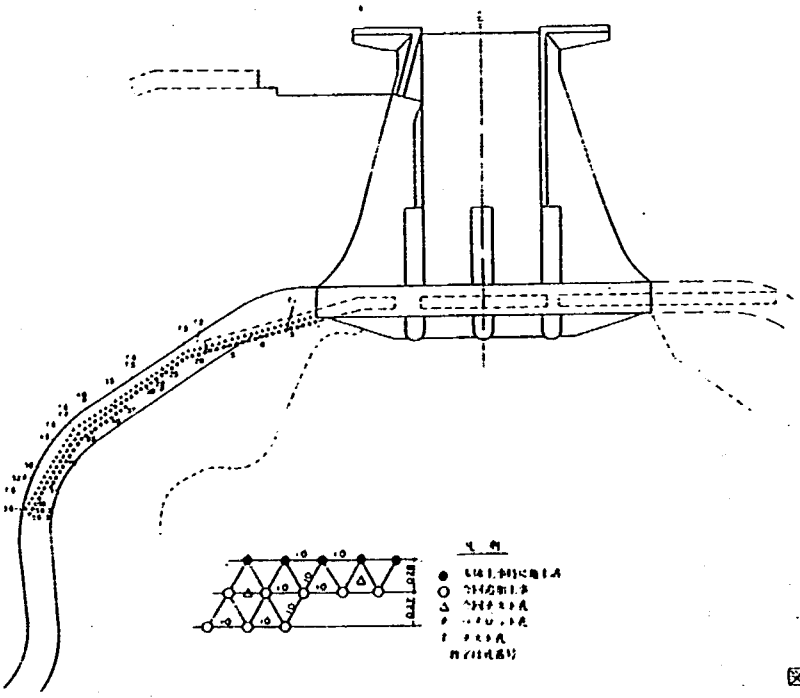
Cダムは，昭和51年竣工の高さ140m の重力式コンクリートダムである。

貯水池の例年の利用状況は，11月～1月の冬季間はほぼ満水位に近いピークがあり，その後降下して3月には最低になる。その後上昇して5月には再び満水位に近いピークとなるが，7月には制限水位まで低下させることになっている。

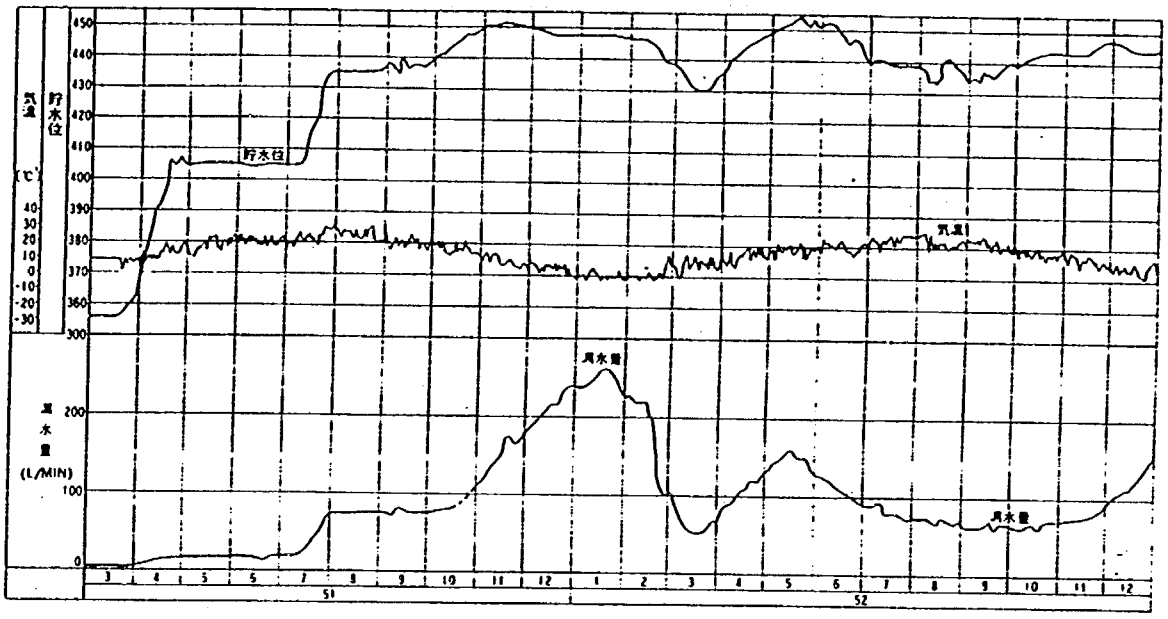
当ダムは，ギャラリー内6ヶ所の三角堰の漏水を測定し，その合計量が漏水量として示されている。図—8および図—9に貯水位，気温，漏水量の経時変化を示している。初回の湛水時（昭和51，52年）と最近の例（昭和55，56年）を示した。いずれの例でも，同じ貯水位でありながら5月の漏水量ピークは1月の漏水量ピークよりはるかに小さくなっており，最近では半分以下に減少している。

又，5月の漏水ピークの形状は，貯水位の変化と比較的良く一致するのに対し，1月の漏水ピークはそれ程類似性がない，すなわち，貯水位のピーク形状に比し，漏水量のピークは尖鋭である。又12月と1月でほぼ同一貯水位を維持しても，漏水量のピークは1月に出現している。この点での典型は56年1月の漏水ピークであるが，気温がほぼ下がり切った時点と満水位時期とが一致して，ピークを示していると推定される。この理由は気温の低下によりコンクリートが収縮し，継目が開いて止水板周辺の漏水が増加したものと考えられる。現場の詳細な計測によると，特定の継目排水孔の流量が，冬場に多くなることが示されている。

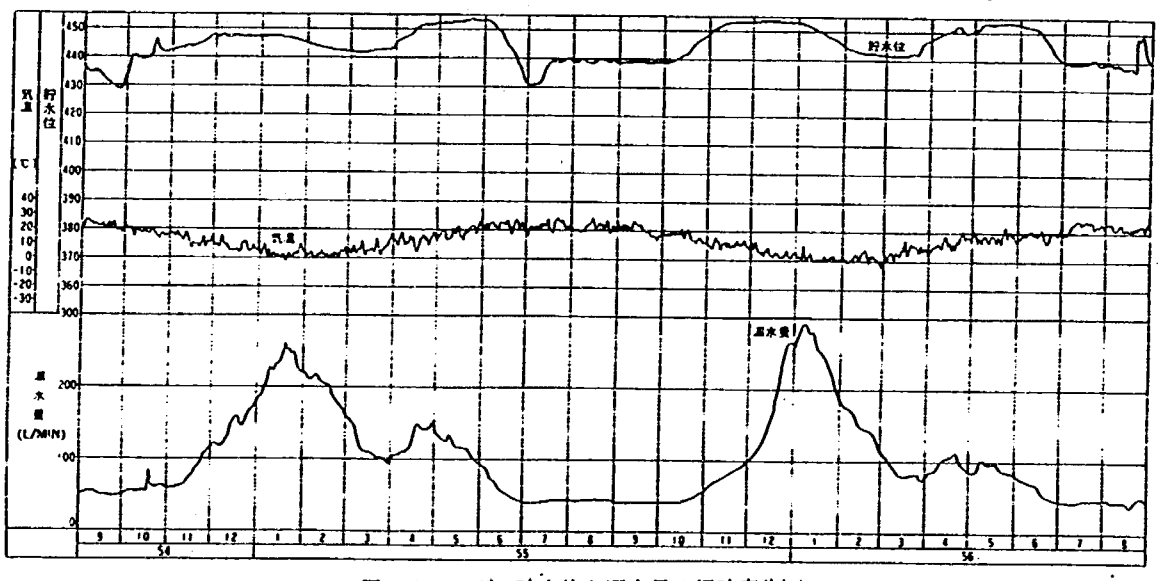
このダムの漏水量は最大でも300ℓ/min 以下と少なく，その傾向は一定しており何ら問題は生じていない。



図—7　追加グラウチング工事位置図



図—8　Cダム貯水位と漏水量の経時変化(1)



図—9　Cダム貯水位と漏水量の経時変化(2)

このダムの例から判るように，ダムの漏水はその発生個所に対応した挙動を示すものであり，全体漏水量の測定の他に特定の漏水量の多い排水孔の監視が必要なことが強調される。

2. 揚 圧 力

2.1 揚圧力測定の実態調査

揚圧力は，コンクリートダムの安定に対して重要な役割を持つため，ダムの安全管理上の測定項目として，ほとんどのダムで計測されている。

過去にも揚圧力については，実測解析された報告例は種々あるが，完成後数年経過し，現在も比較的良く測定されているダムについて，最近行なった調査結果について紹介する。

揚圧力の測定は，一般に堤体内通廊に設けられている揚圧力軽減用の排水孔にブルドン管圧力計を取り付けて測定する方法と間隙水圧計により測定する方法が行なわれている。

表—1　湛水初期と現在の揚圧力比較調査ダムの地質，排水孔，カーテングラウチング概要

ダム	ダム高	湛水経過年数(年)	地質	ドレーン 深さ(m)	ドレーン 間隔ⓐ(m)	カーテングラウト(1，2ステージの平均) 幕数	孔間隔(m)	施工前ルジオン値	施工後ルジオン値	セメント注入量(kg/m)
20%以上減少した例										
R	55.0	14	中世代砂岩，頁岩	1.5	3.75	1	1.5			
S	60.0	10	中世代砂岩，花崗斑岩	5	5	1	1.5	7	0.1	220
T	42.0	7	中生代砂岩，頁岩	5	5	1	2.0	20	1−2	50
U	47.5	3	新第三紀安山岩	10	6	1	0.75	3	1~1.5	
M	33.5	2	新第三紀角閃石安山岩	15	5	1	0.75	1~2	1	
V	63.5	2	中世代砂岩，頁岩	1.5	3.75					
変化の少ない例										
W	87.0	9	中生代花崗閃緑岩，ホルンフェルス	7	7.5	2	0.75，1.5	3.7	0.3	5.8
C	106.0	7	黒色片岩	15	3	2	主…1.5 補…3			20
X	59.0	6	新第三紀輝石安山岩，凝灰角礫岩		5	2	1.5		0.5	30
Y	72.0	5	中生代安山岩質凝灰岩，流紋質凝灰岩		3	1	1.5		2	20
P	69.0	4	中生代砂岩，頁岩	15	6	2	1.5	5	0.5	100
Z	60.5	2	中生代花崗岩	5	5	1	1.5	8	0.5	6.5
G	78.0	1	中生代花崗岩	7 −10B…10 それ以外…5	3	1	1.5	5.6	0.8	4.4

表—2　揚圧力の上下流方向分布調査ダムの地質，排水孔，カーテングラウチング概要

ダム	ダム高(m)	地質	測定方法	ドレーン 深さ(m)	ドレーン 間隔ⓐ(m)	カーテングラウト(1，2ステージの平均) 幕数	孔間隔(m)	施工前ルジオン値	施工後ルジオン値	セメント注入量(kg/m)
排水孔位置で小さい例（20%程度）										
A	81.0	新第三紀流紋石英安山岩，凝灰岩類	ドレーン	7	3	2	1.5	30	2	50
B	55.0	中生代石墨片岩	〃		5					
C	106.0	黒色片岩	〃	15	3	2	主…1.5 補…3			20
D	96.0	中古生代輝緑凝灰岩，チャート，粘板岩	〃	20	5	2	1.0		0.9	2
E	50.0	中生代花崗斑岩	〃	10	3	1	1.5			
F	43.0	新第三紀玄武岩質自破砕状溶岩	間隙水圧計							
G	78.0	中生代花崗岩	〃	7 −10B…10 それ以外…5	3	1	1.5	5.6	0.8	4.4
H	63.0	中生代粘板岩	〃	5	7.5	1	2.0	3.5	0~1	6
I	59.0	新第三紀砂岩，頁岩	〃	5	5	2	主…0.75 補…1.5	11	0.4	50
J	54.0	中生代砂岩，頁岩	〃		5	2	主…1.5 補…3.0		0.05	1.5
K	60.0	中古生代砂岩，粘板岩	ドレーン	7	5	2	主…0.75 補…3.0	8	1.3	20
L	32.5	古生代砂岩，チャート	〃	6	5	1	0.75	10	1	20
M	33.5	新第三紀角閃石英岩	〃	15	5	1	0.75	1~2	1	
N	42.0	中世代砂質片岩	間隙水圧計	5	5	1	1.5	1	1以下	10以下
排水孔位置で大きい例										
O	34.5	新第三紀泥岩，砂岩	ドレーン	3	5	1	0.5	4	2	10
P	67.0	中生代砂岩，頁岩	〃	15	6	2	1.5	5	0.5	100
Q	37.0	新第三紀砂岩，シルト岩	〃	—	—	1	0.5	10	3.3	

調査を実施したダムは表—1及び2の通りであるが排水孔によるブルドン管測定が多い。この測定法では図—10のように排水孔のコックを開いている状態では，揚圧力は実線に示すような圧力分布を示していると考えられるが，真中の排水孔にブルドン管を取付けることによって時間の経過と共に点線から一点鎖線，二点鎖線へと変化し，最終的には，細い点線で示す圧力分布となると考えられる。したがって，ブルドン管に示される圧力は時間経過にともなって変化するはずであり，最終的な圧力を知るためには安定までの十分な時間を経たものでなけ

ればならない。当初，この排水孔のコックを閉じてからの測定時間を調査したところ，各ダム毎に10分から24時間まで，かなりの時間差を有していることが判明したため，再度，最終安定圧力に至る時間を個々のダムについて調査依頼し，その結果に基づいて再測定を行なったものである。この点，間隙水圧計により測定する場合は，水位変動以外は，時間的に変化するものではないのでこの懸念はない。

2.2　揚圧力分布図

重力ダムのダム軸に平行な通廊に設けられた排水孔の位置で測定された揚圧力分布図を図―11～16に示す。このうち図―11～13までは，経年的に揚圧力が減少傾向にあるもので，図―14～16までが，経年的に大きな変化がないものである。

次に重力ダムの上下流方向に設けられた通廊の排水孔または，間隙水圧計によって測定された揚圧力分布図を図―17～図―19に示す。これについても圧力分布の小さいもの，大きいものと区分している。

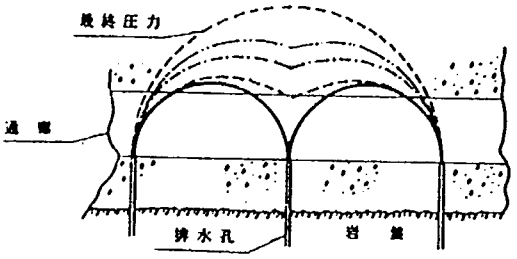
2.3　揚圧力と地質，グラウチング，排水孔との関連性

岩盤は地質構造上の特性をもつ割れ目やキレツを有する。そのうち比較的大きなものは，グラウチングによって閉塞されるが，極く小さなものはグラウチングでもその間隙を完全にミルクで埋めることは不可能であり，これらを通してきた貯水池からの浸透水が揚圧力を生じさせるものと考えられる。また，その値は，排水孔の設置されている間隔によって大きく異なるものであり，これら揚圧力に影響していると考えられる項目について調査資料をもとに若干の考察を加えてみた。

1)　地質

表―2による上下流分布で比較的大きい値を示しているのが新第三紀の堆積岩類である。この種の岩盤は，固結度が弱く，割れ目やキレツが発生していることが少ないが，固結が弱い粒子間の間隙を徐々に浸透してきた水が一度，圧力を形成すると，割れ目やキレツがないために容易に抜け切れないため，ドレーン効果が少なく，圧力の減少が小さいものと推定される。圧力分布の大きいOダムにおいては，全排水孔の総漏水量が3 ℓ/min程度と報告されている。その他の火山岩，深成岩，中古生代の堆積岩の多くは割れ目やキレツを有するが，カーテングラウチングが有効に働いて浸透水が少なく，かつ細いキレツを通して浸透した水でもカーテングラウチングの下流では容易に抜けるため，排水孔の効果は大きく，一般には圧力分布は小さいと推定される。

また，経年的に減少傾向を示しているダムは，むしろ，ダム基礎の地質性状には余り関係ないようである。むしろ，貯水池流域の地形地質構造によって異なり，貯水池に流出し，堆積する土砂やごみの質，量に影響されるものであろう。したがって，カーテングラウチング上流基礎岩盤の割れ目やキレツに目づまりが短期間に生じ易いダムと，その作用が緩慢なために漏水量，揚圧力ともに長期間変化が少ないダムがあると推定される。



図―10　揚圧力分布想定図

（土木研究所資料「コンクリートダムの安全管理の手引」より）

2)　グラウチング

岩盤の割れ目やキレツの大部分がグラウチングによって塞さがれるとすれば，カーテングラウチング下流側での漏水，揚圧力には，このグラウチング注入前後の岩盤のルジオン値，およびセメント注入量が何らかの関連性を有すると理解されるのであるが，表―1及び2によれば資料数も少ないが，ルジオン値，セメント注入量ともに明確な関連性は見受けられない。

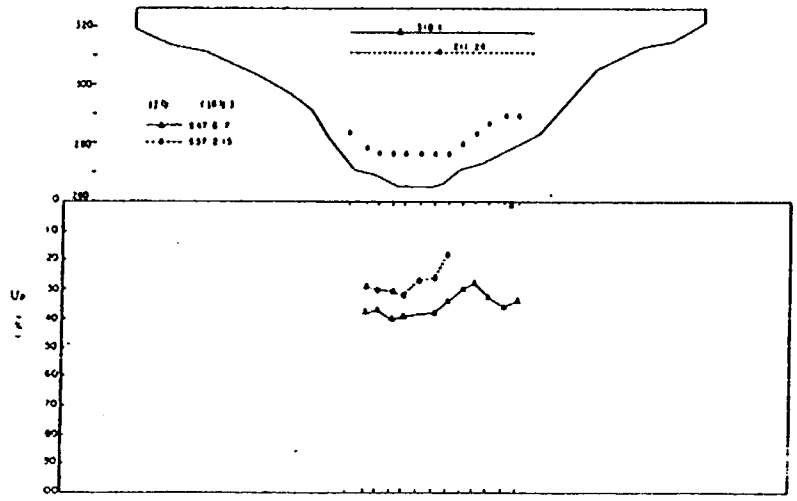
3)　排水孔の間隔および深さ

カーテングラウチング内の極く細い割れ目を浸透してきた水が揚圧力を形成する場合，排水孔の間隔を密に設置するほどその減少効果は大きいことになるが，現在，ダム上流面に平行な通廊には一般に，3～5m間隔に排水孔が設けられている。表―2によれば圧力分布の小さい部類には排水孔間隔3mのダムが多い。

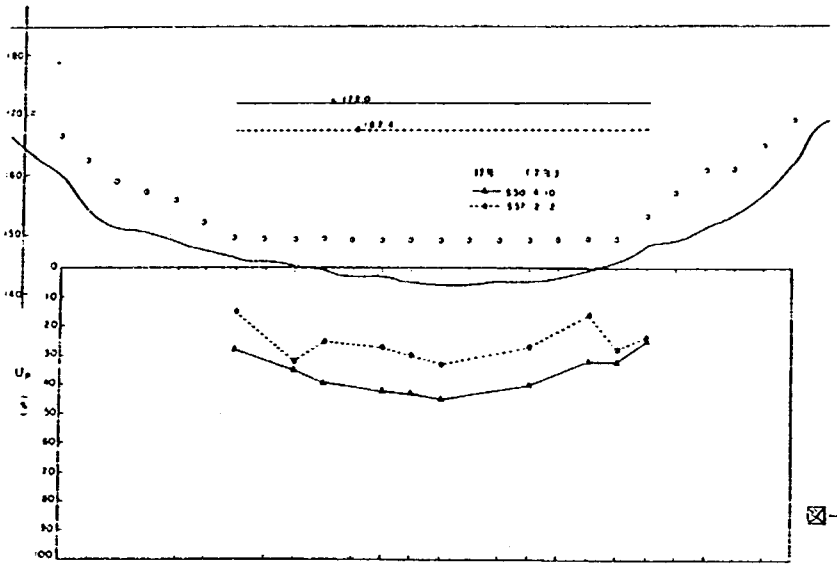
次に，排水孔の深さであるが，1.5～15m程度の範囲にあり，深度と揚圧力の関連性については明らかでない。しかし現在のコンクリートダムの揚圧力の設計荷重としては，堤体の着岩面に作用するとして検討されていることを考慮すれば余り深くする必要はないものであろう。

2.4　設計値との関連

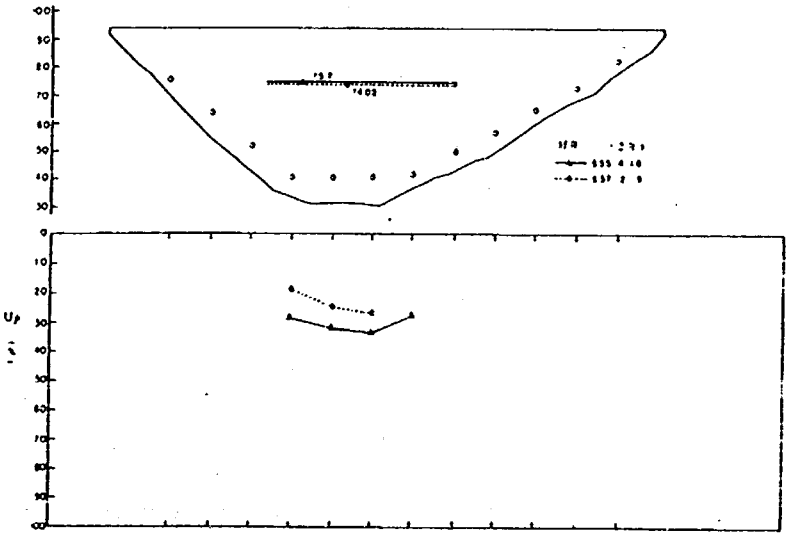
一般に重力ダムでは，上流面に平行な通廊にもうけられた排水孔の位置で，0.2H（H：上流水深）以上の揚圧力が設計値として採用される。この値は，諸外国を含めた数多くのダムの実測をもとに検討されたものであるが，カーテングラウチングおよび排水孔が揚圧力低減には極めて有効な働きをすることを原則としている。ところが図に示されているように0.2H以上の値を示しているダムもある。しかし，測定法に間隙水圧計を用いる場



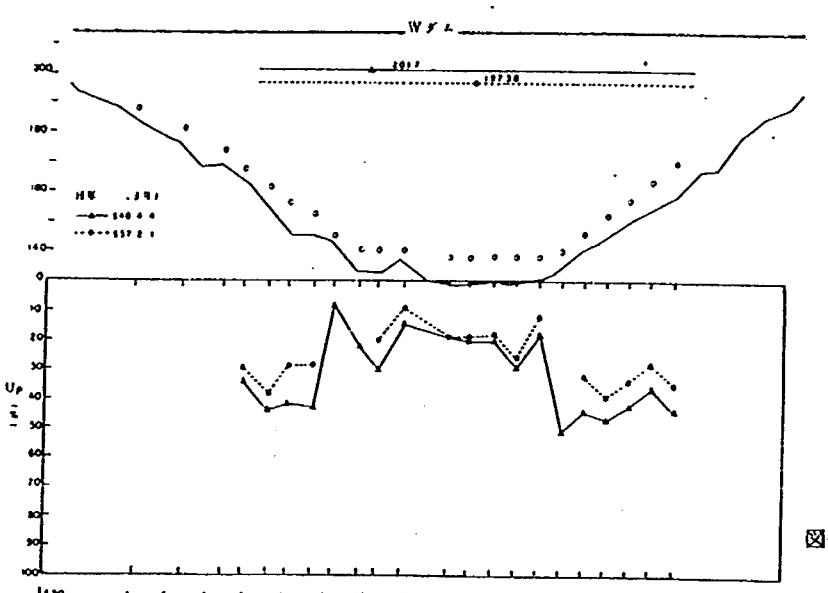
図—11　湛水初期と現在の揚圧力比較で減少している例　Sダム



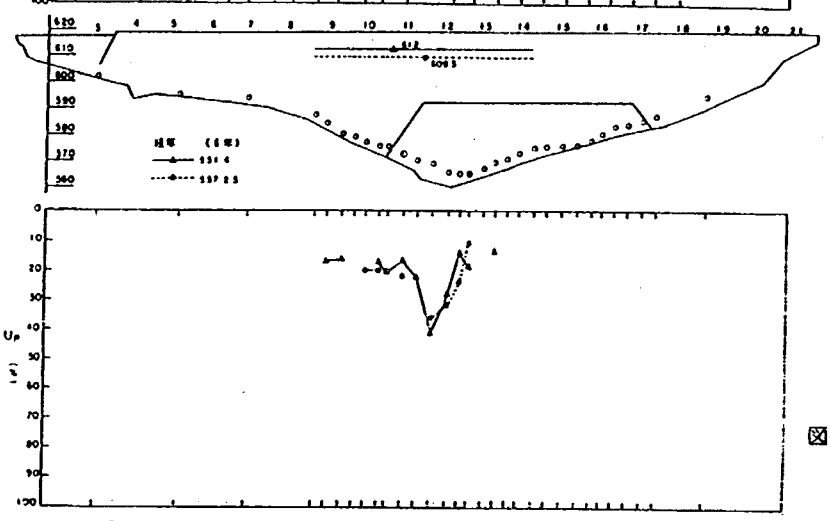
図—12　湛水初期と現在の揚圧力比較で減少している例　Tダム



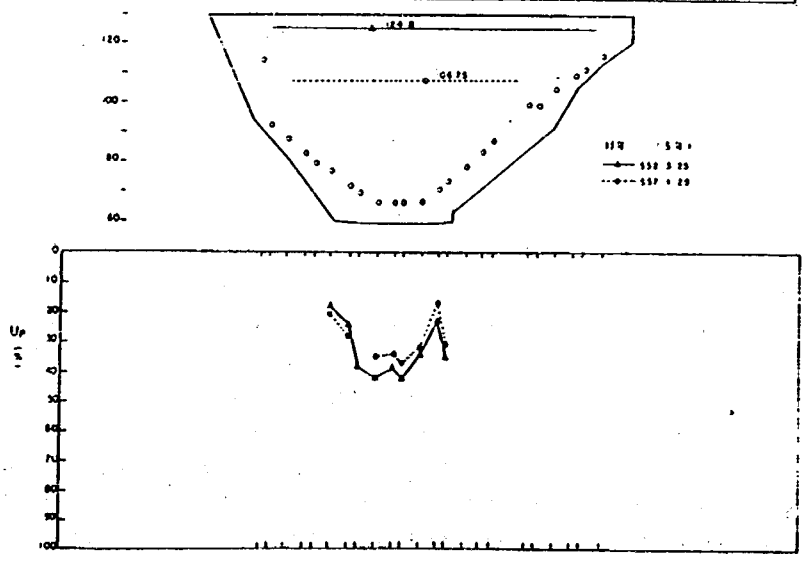
図—13　湛水初期と現在の揚圧力比較で減少している例　Vダム



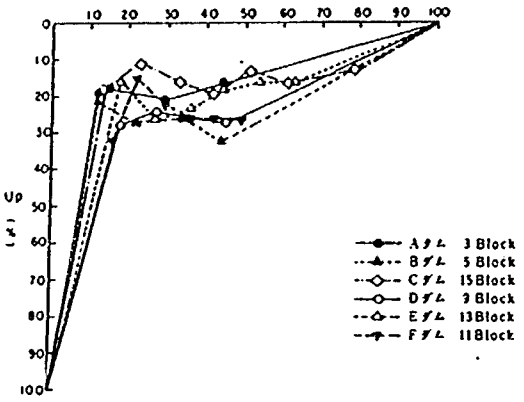
図—15　湛水初期と現在の揚圧力比較で変化の少ない例　Xダム



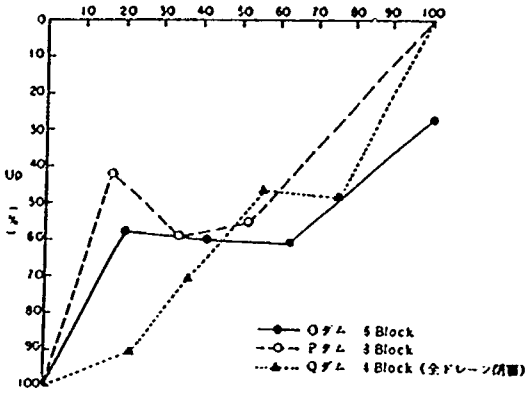
図—14　湛水初期と現在の揚圧力比較で変化の少ない例　Wダム



図—16　湛水初期と現在の揚圧力比較で変化の少ない例　Yダム



図—17　上下流方向揚圧力分布図　圧力が小さい例



図—18　上下流方向揚圧力分布図　圧力が大きい例

合は別として，排水孔を利用したブルドン管による場合は図—1のような点線で示す最終圧力を測定していることとなり，排水孔が有効な働きをしている実際の状態とは異なった圧力であり，この数値と設計値を対比させることは問題があろう。従って，概ねその目安を知る程度の値として理解されるべきである。

また，排水孔より下流の位置で0.2H 以上の値を示しているダムもあるが，排水孔より下流ではダム貯水とは別な地山地下水の被圧力を測定している場合があり，湛水前からこの圧力値が測定されていなければ貯水によるものかどうか判断が難かしい。

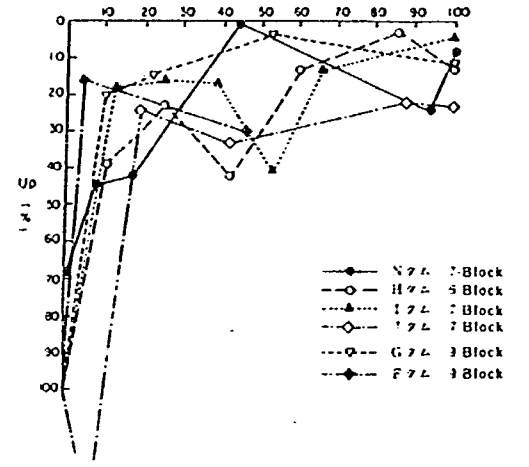
また，図—18には圧力分布の比較的大きな例が示されているが，このダムは，基礎岩盤に弱層があったり，基礎岩盤が新第三紀の軟岩のダムで，設計当初から，基礎排水の効果を期待することは困難とされ，図の様な則定分布相当の揚圧力荷重で設計が行なわれているものである。

なお，排水孔位置で減少した圧力が，堤体下流端で再び増加しているダムの例が見られる。これは，堤体下流側の水位によるもので，長期にわたって下流水位の停滞するダムでは，この影響による揚圧力を設計時に見落としてはならないことを示している。

今回の調査で設計荷重としての揚圧力に対する留意点として云えることは，割れ目やキレツのない軟岩については，排水孔の効果が少ないこと，また無理にその効果を上げようとすればパイピングの恐れも生ずるので，排水孔の設置も含めて，荷重のとり方については十分な検討を要することであろう。

ま と め

コンクリートダムの漏水の透水経路としては，基礎岩盤内，堤体アバット近傍の岩盤の割れ目及び堤体継目が



図—19　上下流方向揚圧力分布図
間隙水圧計による測定例

ある。このうち，岩盤からの漏水量は，かなり明確に貯水位との対応関係を示し，堤体の継目からの漏水量は透水経路が季節的温度変化により開閉するため，季節的変動を示すようである。漏水量の整理方法としては，図—1及び図—8に示すように横軸に時間，縦軸に測定値をとり貯水位も同一図に描き，漏水量が貯水位に対応しているか，季節変動の影響を受けているかを調べ，その透水経路の判断を速やかに行う必要がある。透水経路が基礎岩盤内と判断されるときは図—2のように貯水位—漏水量のグラフを描き，同一の貯水位に対する漏水量の増減を調べ，増加の傾向にあるときは，グラウチングなどによって透水路の拡大や新たな透水路の形成されることを防ぐことが心要である。また，Bダムのような現象として初期湛水で満水位に近い水位から急に岩盤からの漏水が多くなることがある。これは満水位に近い時点で新しい透水路が形成されるためで，この様な場合も図—2

のような要領に基づき増減を調べ速やかに対策を講じる必要があろう。

揚圧力の測定に於いて，基礎排水孔を閉じてからその値が安定するまでは，岩盤個々の状態によって異なるため測定に際しては，まずこの安定時間を知る必要がある。また，揚圧力の個々の測定値は局部的な岩盤の現象を示すものではあるが，全測定値の大小は，総漏水量と同じく，基礎岩盤全体の性状，グラウチング，排水孔効果等を示しているものであろう。現在のダム設計基準では，揚圧力荷重としてダムの上下流水位差の0.2H 以上の値を採ることになっているが，特に割れ目やキレツの無い軟岩などでは，この下限値を大きく上廻っていることが予想され，この種の岩盤をダム基礎とする時は，その透水性状を良く調査することが重要で，画一的に設計基準値の下限値を採って設計することは，ダムの安全性から好ましいことではない。

参考文献

1) 日本大ダム会議「ダム構造物管理基準」1973年11月

2) 飯田，米道「コンクリートダムの安全管理の手引・改訂版」，土木研究所資料第692号，1971年11月

コンクリートダムの挙動(Ⅱ)

——変 形・応 力——

水 野 光 章*
大 槻 光 雄**
永 山 功***

まえがき

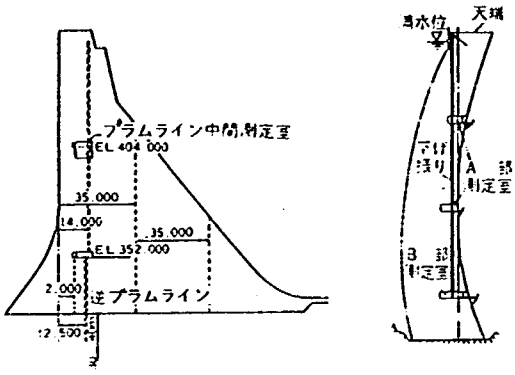
コンクリートダムの安全管理において，ダム堤体および基礎岩盤の変形量の測定は，ダムが安定しているか，または安定化する傾向を示しているかを判断する総合現象を示すものとして，漏水量，揚圧力の測定に次いで重要な測定項目であり，特にアーチダムの安全管理において必要不可欠な測定項目である。一方，応力の測定は，堤体変形の測定で異常な結果が得られた場合，その原因を探る上で有効な測定項目であるが，安全管理上，変形量の測定ほどの重要さはなく，特殊なダムやアーチダムを除いてその計測を省略することが多い。しかし，堤体設計上重要となる部分や高い応力を発生する部分に対して，その設計法を照査する意味で，応力の大きさを把握することが必要となる場合もある。

コンクリートの変形，応力は，貯水圧，温度の季節的変化の影響を受ける。特にアーチダムの場合，構造的にその傾向が強い。このため変形，応力によってダムの安全管理を行う場合，必ずしも測定された結果がそのまま安全性の判断につながるものでなく，貯水位，温度の季節的変化との相関を把握したうえで判断を行う必要があることに留意しなければならない。

変形量の測定は，通常プラムラインによって行われる。プラムラインは，ダムなどの構造物の変形量を測定するための計測装置で，ダムのたわみ変形，水平方向の変位，支持岩盤の変形などを求めることができ，ダムの時々刻々の監視には非常に重要な計測装置である。

プラムラインを設置する位置は，重力ダムの場合，最大断面で応力が大きく，また岩盤に加わる力も大きくなることから，他に地形，地質的な問題のない限り，最大断面のブロックとすることが多い。

一方アーチダムの場合，横継目のグラウチングによって一体として挙動する構造物であるため，一般に最大断面の動きが全体の挙動を表わしているとして考えられ，常用，非常用洪水吐等の堤体内構造物の支障のない限り，最大断面にプラムラインが設置される。この他，ダムによっては1～2個以上のプラムラインを増設し，全体的な挙動をできるだけ正確に把握しようとしている例もある。



図—1 プラムライン配置図

基礎岩盤の変形は，堤体の変形と対をなして論じられることが多く，したがって，堤体の変形量と同位置で測定されることが多い，特に基礎岩盤に大きな支持力を期待するアーチダムの場合には，ダムの安全性の確認にとって重要な計測項目である。

応力の測定は歪計，応力計により行われる。歪計は応力の方向とその大きさを把握することができる。しかしながら応力を求めるために各種の補正が必要なこと，1ヵ所当りの埋設数が5～9成分とかなりの数になること，また長期間安定した値が得られにくいこと等により，重要なダムや特殊事情のあるダム以外ではあまり用いられていない。

* 建設省中部地方建設局丸山ダム調査事務所長
** 水源開発公団試験所第一試験課構造材料試験室長
*** 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室研究員

応力計は歪計に比べて温度補正もはるかに小さく，比較的安定した値を示す。しかしながら歪計と比較して感度が低いという欠点があるため，応力のあまり高くない所で用いた場合にはノイズが目立つ傾向がある。また，引張応力が測定できないという欠点もある。したがって，ひずみ計同様，応力の大きなアーチダム等を除いて，一般にその測定を省略することが多い。

1. 重力ダムの挙動

1.1 初期湛水時の変形

ダムの安全管理にとって，初期湛水時は最も重要な時期であり，過去に生じたダムの事故は，このような時期に起っているものが多い。

ダムの安定性の判断は，主として漏水量の測定によって行われるが，変形量の測定も，これを補足する計測項目として重要なものである。

変形量による安全管理は，その経時変化に基いて行われ，一般に以下に示すように，変形量と時間，貯水位と変形量の関係を表わした図面が作成される。この場合，測定された記録からダムの安定性を判断するには，あらかじめ，安定したダムの挙動を知っておく必要がある。そこで本節では，重力ダムの変形挙動の特徴について述べることにする。

図—2，図—3はAダム（高さ140m）およびBダム（高さ129m）におけるダム堤体および基礎岩盤の挙動を示したものである。その結果より次のことがいえる。

堤体の挙動については，（図a参照）

① 湛水開始と共に上流側に変位し，貯水位が上昇するに従いその変位は下流側に移行する。（Ⓐ部）

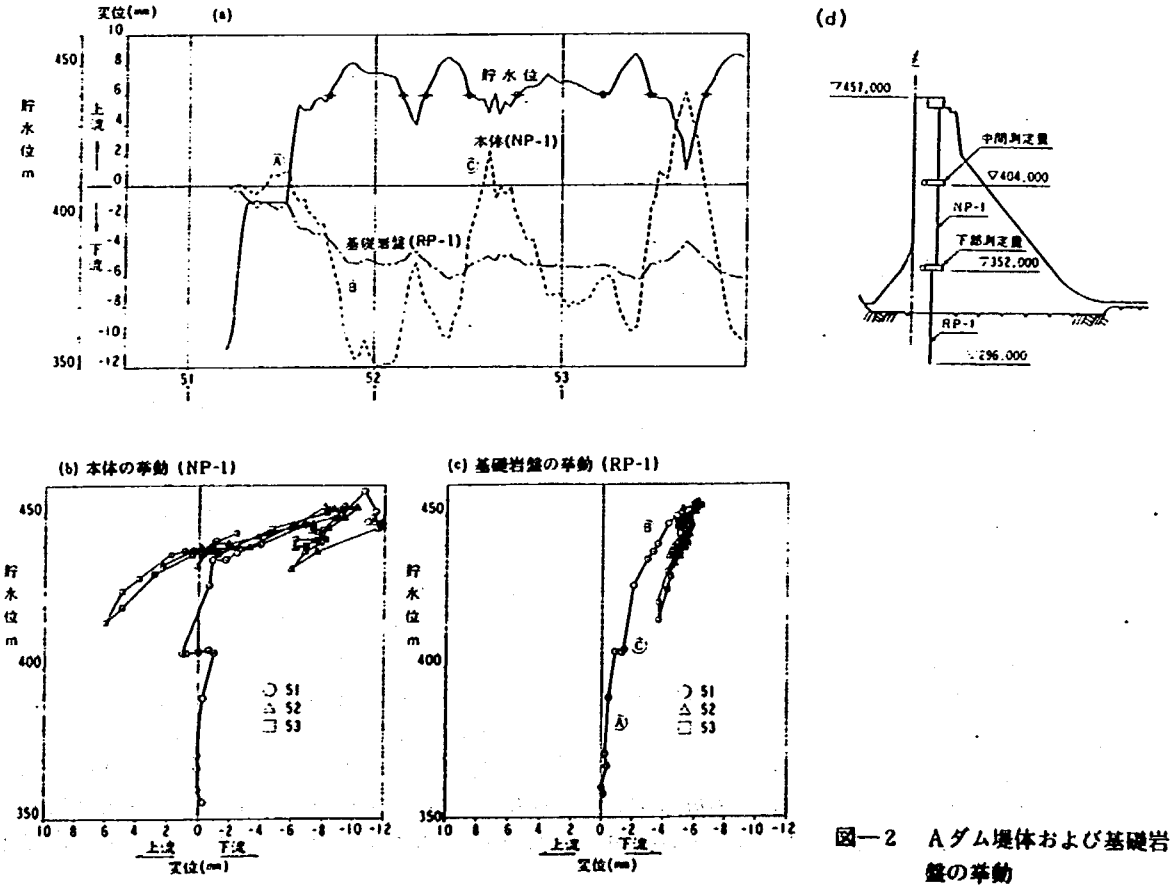
② 貯水位が上昇する過程および初期の満水位の状態では，堤体は下流側に変位する。（Ⓑ部）

③ その後，堤体は貯水位との変化とほぼ連動して動く。（Ⓒ部）

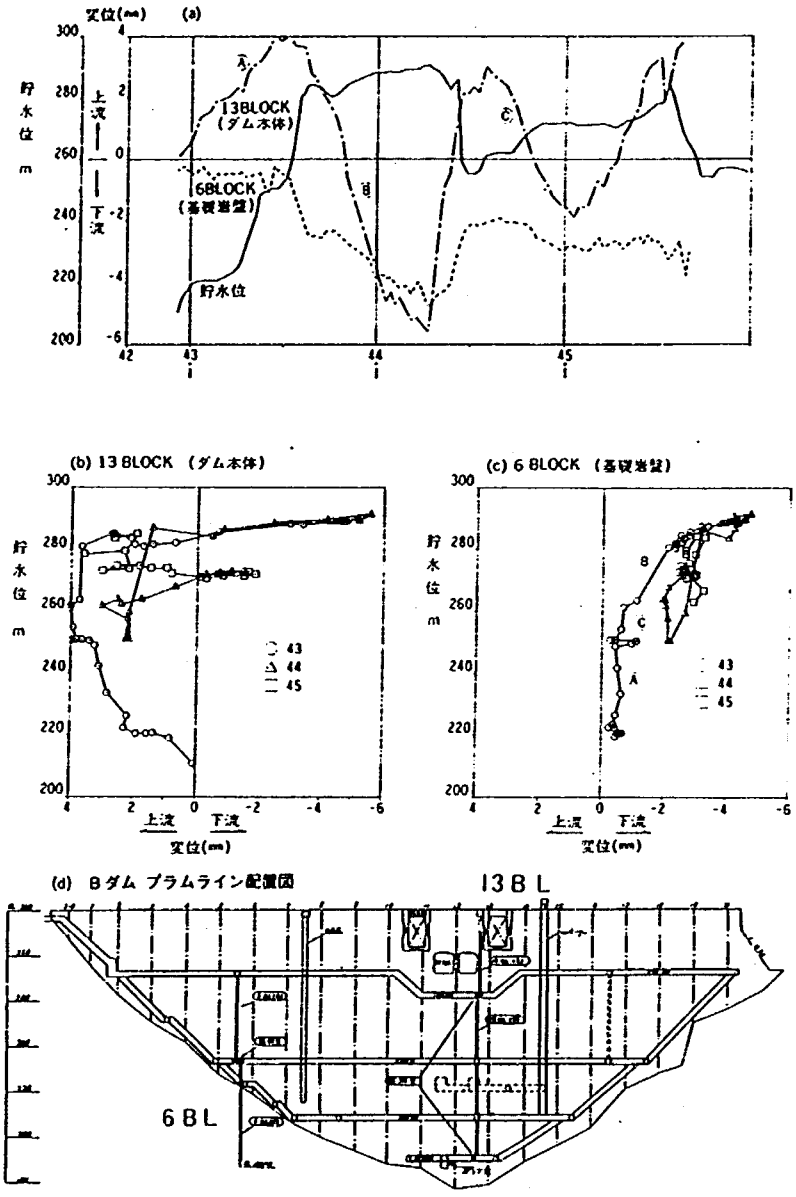
④ しかし，同一貯水位時でも，変位量は同一ではなく，堤体の変位は貯水位のみならず，温度変化及び岩盤クリープの影響を受けているとみられる。

基礎岩盤については，（図c参照）

① 湛水を開始し，水位が低い時点では，あまり大き



図—2 Aダム堤体および基礎岩盤の挙動



図—3　Bダム堤体および基礎岩盤の挙動

な変位はない。(Ⓐ部)

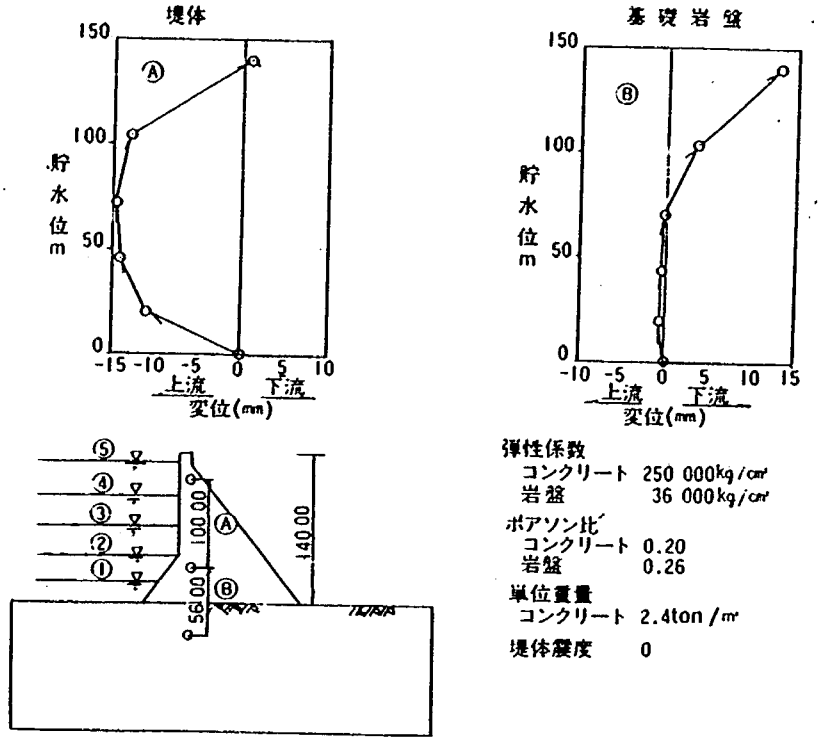
② 貯水位が上昇し，堤体が下流に変位する時期になると，下流側へ変位する。(Ⓑ部)

③ 湛水初期には，岩盤の"なじみ"によると思われる塑性変形がみられる。(Ⓒ部)

④ その後，貯水位が一定の時でも，基礎岩盤は下流側へわずかづつ変位を続け，2，3年後にほぼ一定となるようなクリープ変形がみられる。

これらの実測された変形挙動の中で特に興味深い点として，湛水初期に堤体が上流側へ変位する点があげられる。そこで，有限要素法による解析を行い，湛水初期の挙動の傾向を確認することとした。なお本解析は，定性的な傾向を把握することを目的とすることから，弾性解析によった。モデルはAダムの断面を用いた。

その結果を図—4に示すが，実測結果と同様な結果が得られた。これは，貯水位が低いうちは鉛直方向力である基礎岩盤およびフィレットの水重が水平方向水圧に優る結果，上流側基礎岩盤の沈下によって堤体が上流側へ変位し，その後貯水位が上昇すると，水平方向水圧の影響が大きくなる結果，堤体は下流へ変形するためと解釈



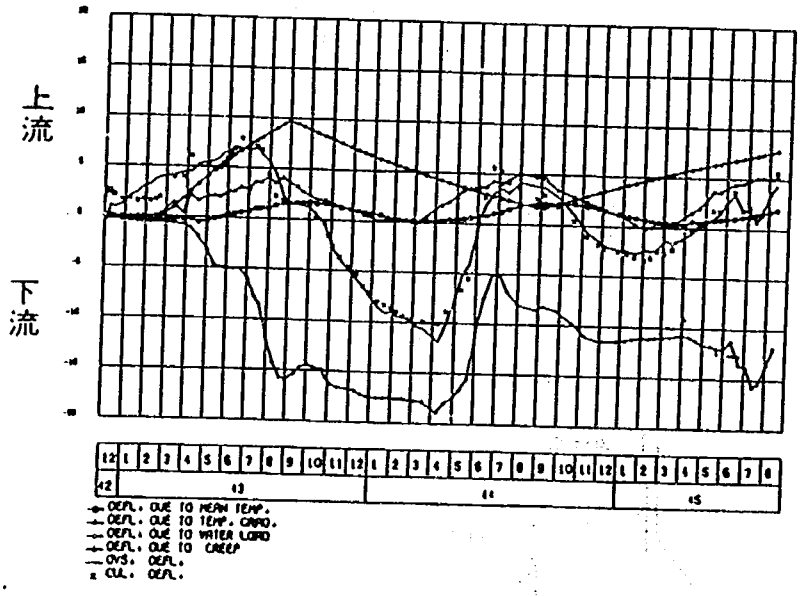
図—4 貯水位上昇に伴なう変位挙動解析

される。

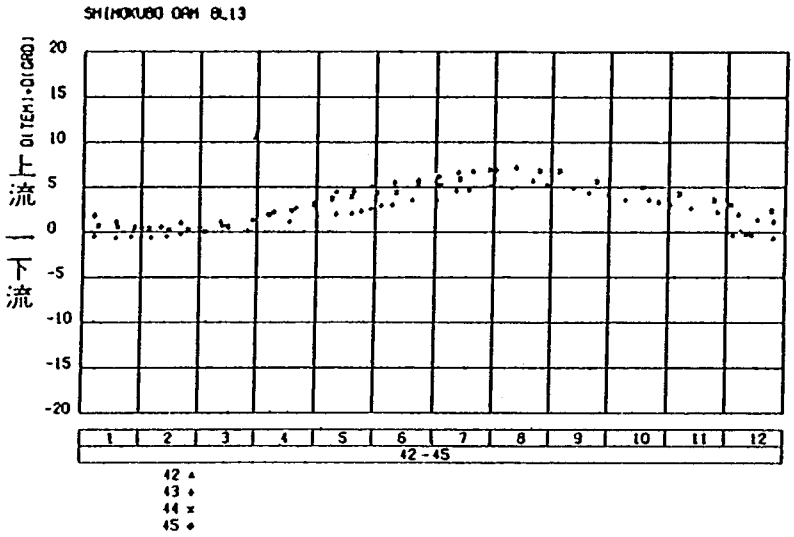
1.2 変形の季節変動

従来，重力ダムでは堤体が非常に厚いことから，ダムの変形は季節的な温度変化の影響を受けることは少なく，主に貯水位によって影響を受けるものと考えられてきた。しかしながら最近の重力ダムの実測解析の結果では，はっきりとした季節変動を示している例が報告されており，この事実を考慮しないと，変形挙動からダムの状態を適格に判断することはできないといえる。

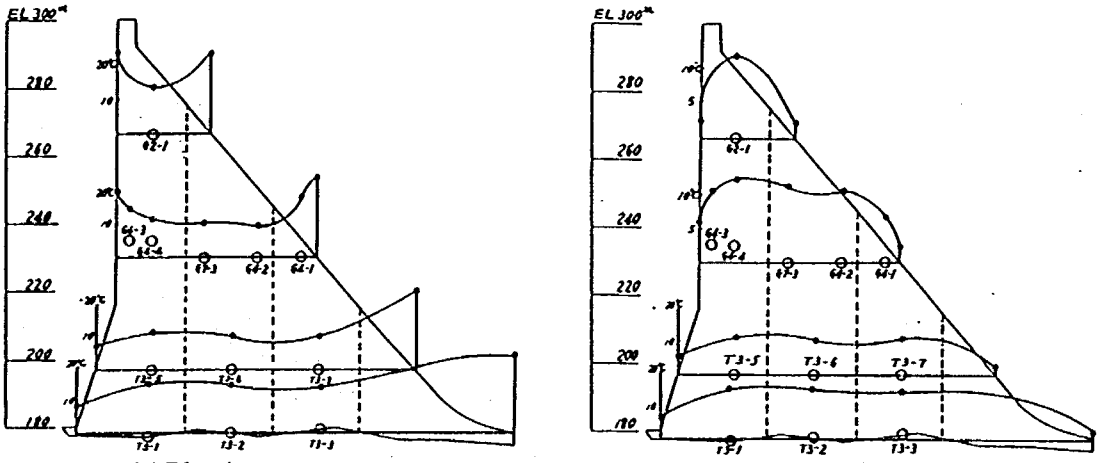
そこでダムのたわみを統計的な手法で解析した例としてBダムの重回帰分析結果と，Aダムの図解法による結果を以下に示し，検討を加える。



図—5 たわみの重回帰分析（Bダム，13BL）



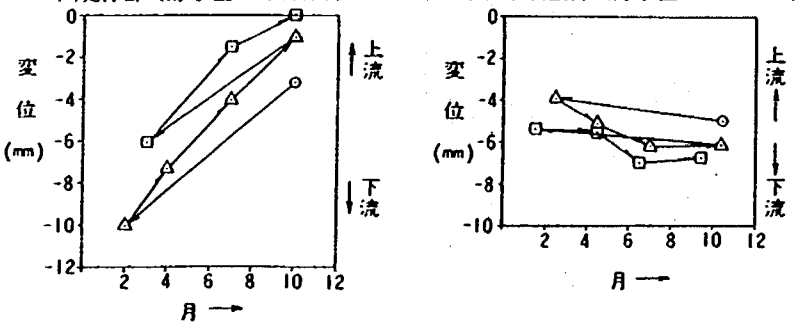
図—6　温度によるたわみ
（Bダム，13BL）

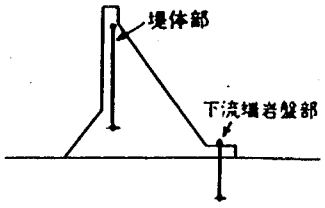


(a)昭和44年9月5日　　(b)昭和45年3月14日

図—7　堤体温度（Bダム）

(a)堤体部（貯水位EL440.00）　　(b)下流端岩盤部（貯水位EL445.00）





図—8　Aダム貯水位一定時の堤体たわみ

図—5は，Bダムの3年間のデータにより堤体の平均温度，温度勾配，貯水圧，岩盤クリープを考慮し重回帰分析を行った結果である。また図—6は，その結果より温度によるたわみを抜き出したものであり，図—7は，秋口と春先の堤体の温度分布を示したものである。温度分布図によると，堤体内部は温度の季節的変化をほとんど受けていないことがわかる。したがって，夏季に上流側へ冬期に下流側へ変位する周期変化をくり返す原因は，下流面付近の温度変化に基づく体積変化によるものと考えられる。

次にAダムの例を示す。図—8は，図—2，および後述の図—11に示すAダムの挙動図より同一貯水位の時の変位をまとめたものである。変位に影響を与える因子を貯水位と季節的な温度変化及び岩盤クリープとすると，図は同一貯水位の時の温度と岩盤クリープによる影響を表わしているといえる。

ただし，岩盤クリープは湛水初期には大きいが，その後の変化は小さいので，その分離を省略すると，次のことがいえる。

① 堤体は，堤体温度が高い時は上流側へ，低い時は下流側へ変位する。

② 下流端岩盤部は，堤体温度が高い時はわずかに下流へ，低い時はわずかに上流へ変位する。

そこで，これらの挙動の説明を補うため，図—9(a)に示すAダムのモデルにより，有限要素法を用いて温度変化による変形解析を行った。結果を図—9に示す。これより次のことがわかる。

① 天端部は周期的な温度変化により上下流方向の周期的な変位を示しており，その大きさは原点を境として振幅約10mm である。

② 下流堤趾部は，さほど変位してない。

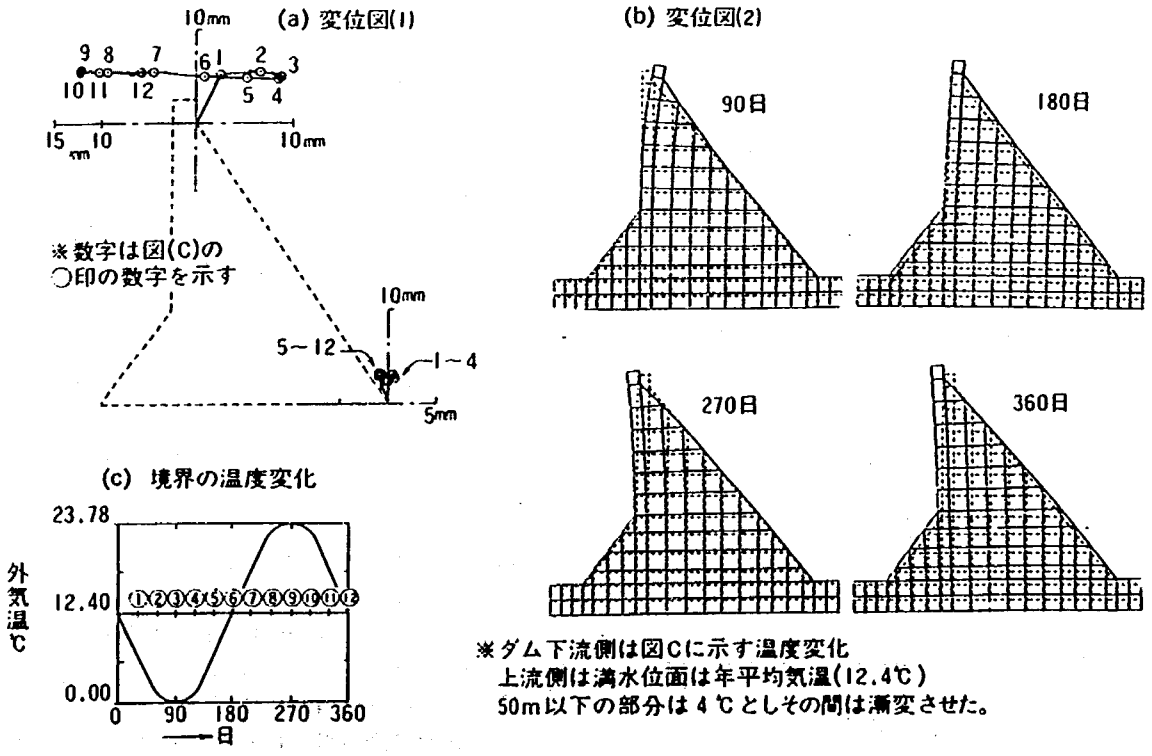
③ 堤体の温度変化は下流面の比較的表面部に限られ，上記の変位は，下流付近の堤体の温度変化による体積の膨張，伸縮によるものである。

また，図—8の実測結果と比較してみると，

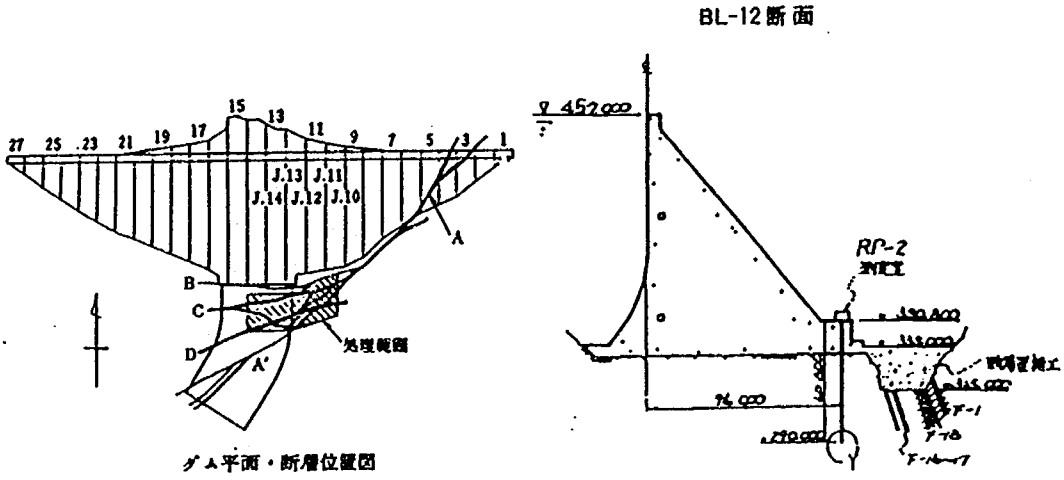
④ 実測値では，堤体温度の高い10月に最も上流側へ変形しており，これは計算値による時期とよく一致している。しかし，変位の振幅は計算では約10mm であるのに対し，実測では5mm となっている。これは，解析上の物性値の取り方など条件の差によるものと考えられる。

1.3 断層処理に伴なう基礎岩盤の変形

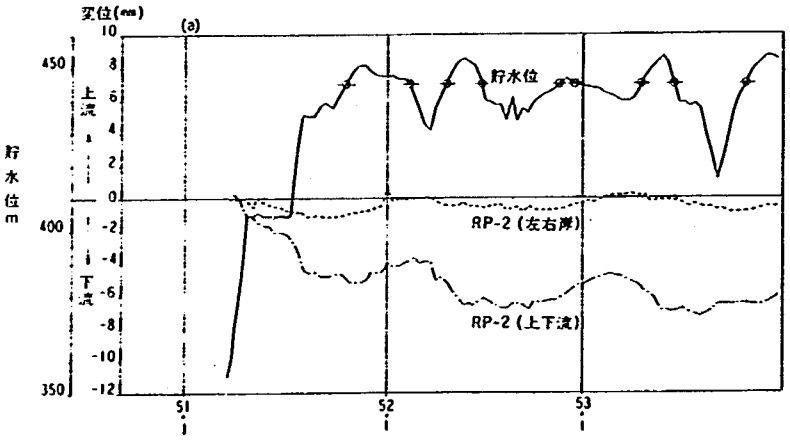
重力ダムは二次元設計を基本としており，したがって変形量の把握も荷重が最大となる最大断面にプラムライ



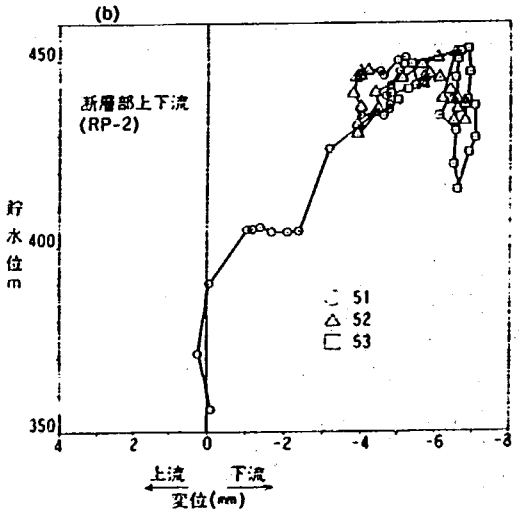
図—9 温度変化による堤体たわみの変化



図—10　断層およびプラムライン位置図



図—11　Aダム断層部岩盤変位



ンを設置して行うのが一般的である。しかしながら断層部等基礎岩盤に強度的に問題のあるような場合には，特にその近傍にプラムライン等を設置してその変形量を測定し，安全性の確認を行う場合がある。

図—10は，Aダム下流断層及びプラムラインの位置図である。本断層はダムの下流部に位置し，幅約25m で断層角礫および断層粘土からなっている。本断層は，有限要素法による解析を行って安定性の検討を加えた結果，表面より約20m までコンクリートで置きかえている。

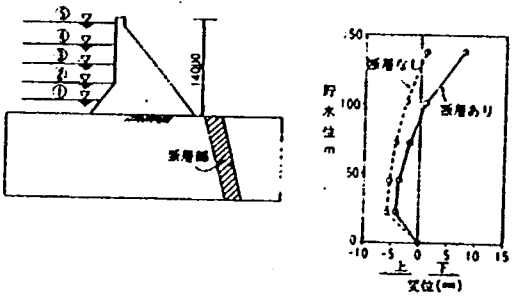
図—11は，断層部の岩盤変位である。その結果によると次のことがいえる。

① 湛水開始直後の挙動は，堤体上流側の基礎岩盤部とほぼ同じような傾向を示す。

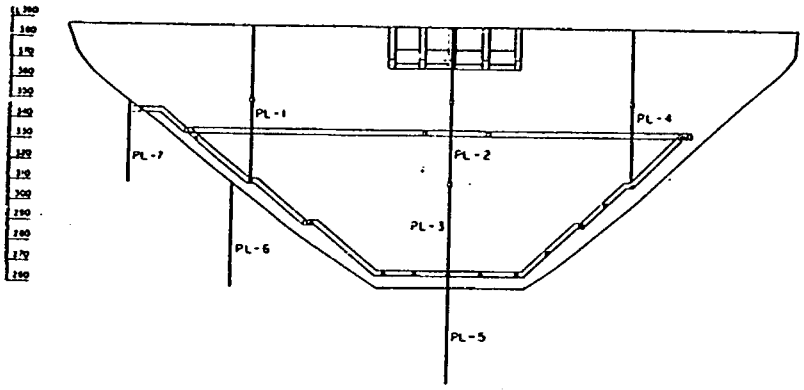
② 貯水位が常時満水位まで上昇した後も2年位はわずかづつ変位は増加するが，それ以降はほぼ一定となる。

なお図—12は，断層がない場合と断層有（おきかえ後）の場合の変位を有限要素法により解析した結果を比較したものである。断層有の場合の計算結果と実測値では，下流側への移動量はほぼ一致している。

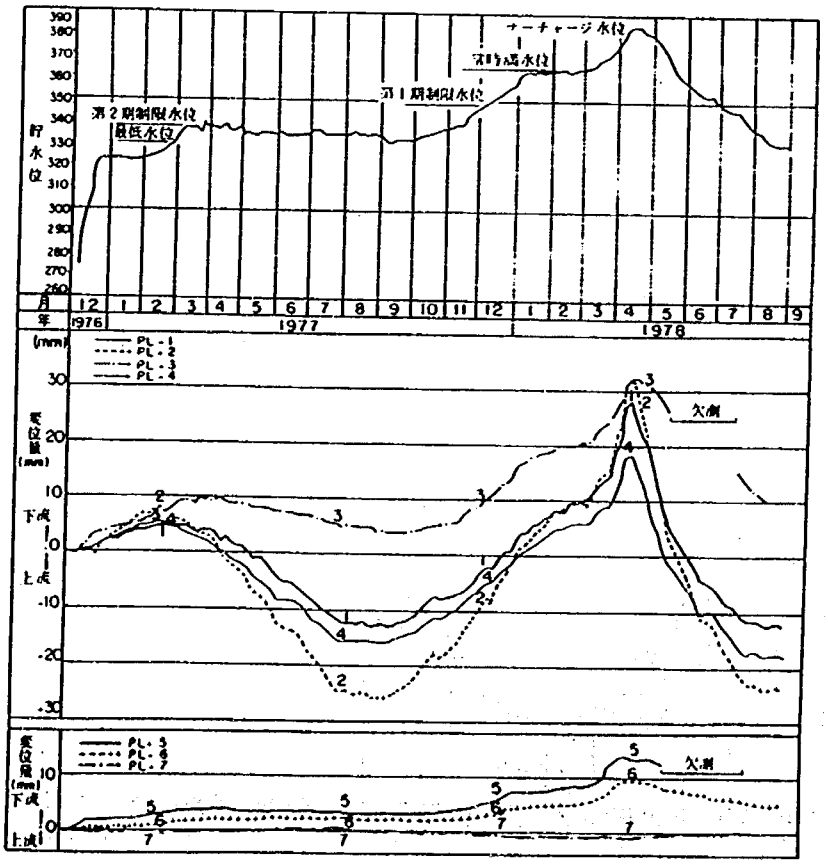
本事例のように，断層部等の局所的な問題点におけるダムの安定性の判断には，変形量の測定は極めて有効である。しかし，この場合の安定性の確認は，必ずしも変形量の絶対値によって行えるものではなく，その経時変化が収束するかいなかによって判断することが重要である。



図—12　貯水位変動に伴なう断層部変位解析図



図—13　プラムラインの配置（Cダム）



図—14　湛水時のダムおよび基礎岩盤の変形（Cダム）

2. アーチダムの挙動

2.1 アーチダムの変形

ダムの安全性は，一般に，漏水量，揚圧力，変形量の計測によって判断されることは既に述べたとうりであるが，これらの計測項目のもつ重要性はダム型式によって異なってくる。

アーチダムの場合には，漏水量とならんで，変形量の計測が重要となる。これは，

① アーチダムは極めて高次の不静定構造物であることから，堤体の応力状態はその変形量によって定まり，したがって，堤体の安定性は変形量の大きさに依存すること。

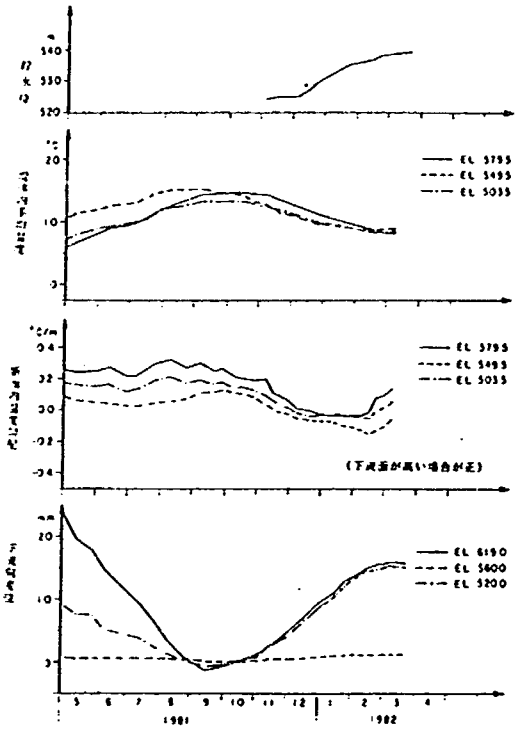
② 基礎岩盤に伝達されるアーチスラストが極めて大きいことから，堤体および基礎岩盤の安定性は基礎岩盤の変形性に大きく依存すること。

によるものである。

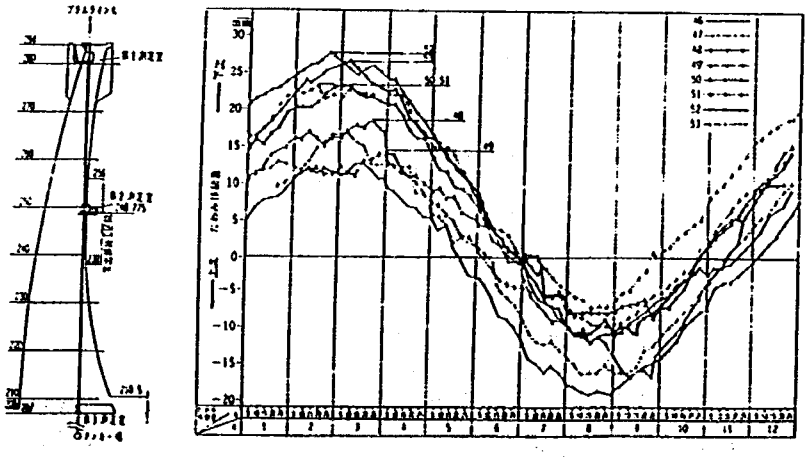
このようなことから，一般にアーチダムには図—13のように堤体内および基礎岩盤内に数多くのプラムラインが設置され，その計測結果に基いて安全管理が行われている。しかし，このような変形量の計測の重要さにもかかわらず，アーチダムの変形量から，その安定性を判断することは容易ではない。図—14は，Cダム（高さ127.5m）の初期湛水時の変形量の経時変化を示したものである。基礎岩盤の変形量（PL—5～7）は貯水位と相関をもった挙動を示しているが，堤体の変形量（PL—1～4）は，貯水位がEL．340m で一定した状態においても，上流側に変形している。これは，堤体温度の変化による温度荷重の影響を受けたもので，アーチダムの変形量は，貯水池の水圧荷重と同程度に温度荷重によって左右されていることがわかる。

したがって，変形量によってダムの安定性を判断する場合には，貯水池の水圧荷重と堤体の温度荷重を分離することが必要となる。

図—15は，試験湛水前の貯水池空虚時のアーチダムの変形量の経時変化を示したものである。湛水前にあらかじめこのような温度荷重による変形特性を調べておくことは，初期湛水時のアーチダムの挙動を早期に理解するうえで，極めて有効かつ重要である。



図—15 湛水前のダムの変形（Dダム，BL—11）



図—16 湛水後のダムの変形（Eダム，BL—10）

湛水後のアーチダムの変形量は，貯水位の変動が極端に大きくない限り，堤体温度の相関図または年単位に変形量の経時変化を表わした図面によってダムの挙動を管理する方法が有効である。

図—16は，Eダム（高さ82m）の湛水後の変形量の経時変化を年単位で表示したものである。変形量は気温（堤体温度）の年変化に応じて，ほぼ正弦曲線を描いて変動している。したがってダムはほぼ安定した状態にあると考えられるが，なお詳細に見ると，ダムの変形は徐々に下流側に移行していることがわかる。これは，基礎岩盤のクリープ（塑性的変形）によるもので，長期的なダムの安定性を判断するには，このクリープ変形量が収束に至っているか否かを見極める必要がある。

クリープ変形量の経時変化を概略求めるには，堤体温度，貯水位のほぼ等しい時期の変形量を，経時的に追っていけばよいが，より定量的にこれを判断する方法として，次に挙げる重回帰分析がある。

2.2　重回帰分析と基礎岩盤のクリープ変形

アーチダムの変形は，上に述べたように，主として次の3つの要因によって生じる。すなわち，

① 貯水池の水圧荷重による変形

② 気温の変化によって生じる温度荷重による変形

③ 基礎岩盤のクリープによって生じる変形

である。

これらの変形は，上述した図式解法によっても概ね求めることができるが，さらに厳密な取扱いを行う方法として，重回帰分析が挙げられる。

アーチダムの変形量は，一般に次の形で整理される。

$$\delta = f(H) + g(T_1, T_2 \ldots\ldots, a_1, a_2 \ldots\ldots) + \delta_t \qquad (1)$$

ここに，H：貯水位

T_i：堤体各部の断面内平均温度

a_i：堤体各部の断面内温度勾配

δ_t：クリープ変形量

である。いま，これらの関数を適当な多項式または標準的な代数関数で近似し，最小2乗法を用いてその係数を定めれば，任意の時刻における変形量は，それぞれの要因毎の和として分解することができるわけである。

図—17は，図—16に示したEダムの変形量を，重回帰分析によって要因毎に分解した結果を示したものである。これにより以下のことがわかる。

① 貯水池荷重による変形量は最大30mm に達するが，湛水後の変動は10mm 程度で，温度荷重による変形量に比べて比較的小さいこと。

② 温度荷重による変形量は，主として断面内平均温度の変化によって生じ，断面内平均温度による変形量の変動は，年間20mm に及ぶこと。

③ 断面内温度勾配による変形量の変動は比較的小さいが，年間5mm に及ぶこと。

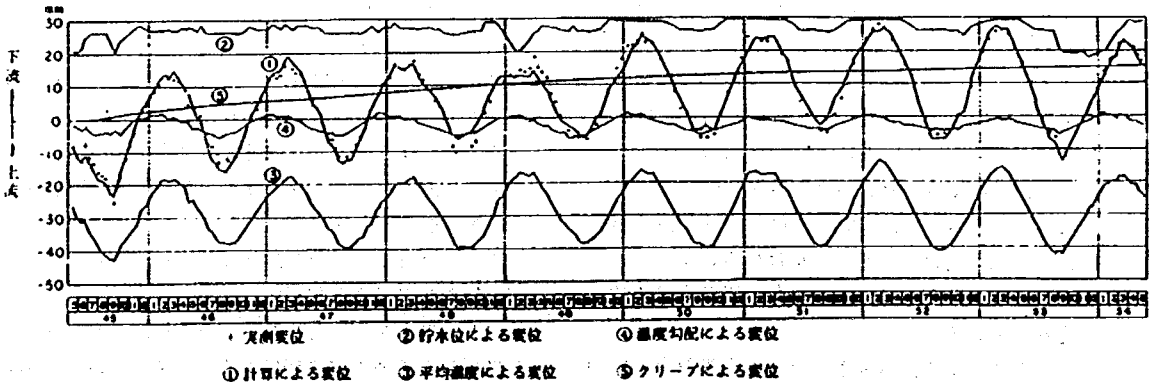
③ クリープ変形量は10年間で約15mm に達していること。

次に，アーチダムの安定性に影響を及ぼすクリープ変形について検討してみよう。図—18は，図—17のうち，特にクリープ変形量と重回帰分析による残差を抽出したものである。（図中に示した点とクリープ変形曲線との距離が残差を表わしている。）

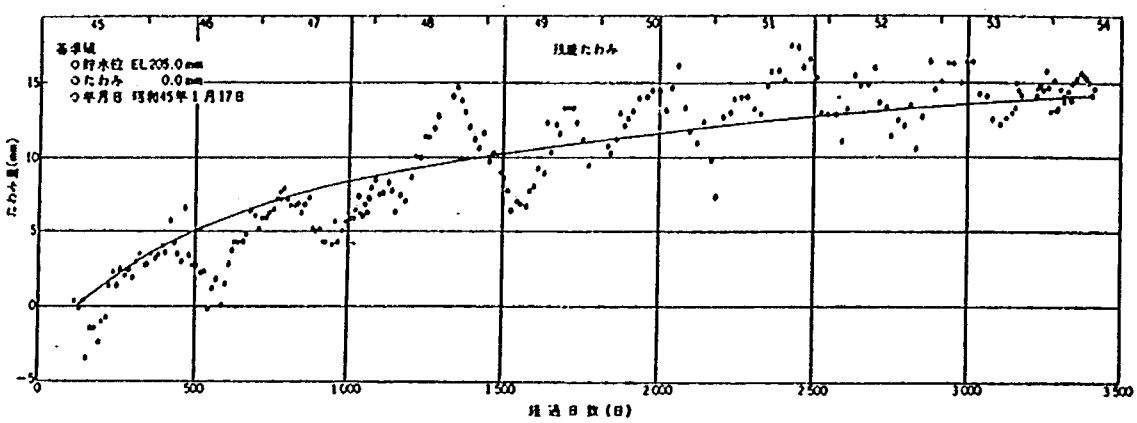
残差は，(1)式で仮定した関数形が完全でないことおよび測定の誤差などに起因するものであり，重回帰分析の精度を表わしているものである。図中の残差は必ずしも小さい値とはいえないが，このような残差を考慮してもクリープ変形は明らかにほぼ収束しており，ダムは安定期に入る直前にあると判断できる。

2.3　応力の計測

本来，堤体内応力の計測は，変形量の計測とともに，



図—17　重回帰分析による変形量の分離（Eダム）



図—18 基礎岩盤のクリープ変形（Eダム）

ダムの安全性を判断するうえで重要な項目である。特にアーチダムの場合，発生する応力が極めて大きなことから，応力の計測を行っている例が多い。

しかし，一般には次のような理由から，応力による管理は不可欠な項目とはいえない，

① コンクリートが必ずしも均質な弾性体でないこと。また設置，測定方法を含めて，応力計の精度は長期的に安定な値を保てないこと。

② 応力計によって判定される局所的な異常は必ずしもダム全体の異常へはつながらないこと。また，局所的な異常が全体の異常へつながるとしても，変形量の異常によって判断することができること。

したがって，応力の計測は，ダムの安全管理を目的とするよりも，より合理的な設計を目指した構造解析を目的として行われることが多い。

このような中で，Cダムにおいては，従来のカールソン型の計器に代ってひずみゲージ型の計器を用いることによって，比較的精度のよい測定結果が得られている。

図—19は，Cダムの試験湛水中に得られた堤体内の応力の経時変化を示したものである。変形量の場合と同様に，応力の大きさは，貯水池の水圧荷重と同等以上に堤体内の温度荷重の影響を受けている。この影響は鉛直応力（片持梁応力）において著しい。また，特に注意すべき点として，温度応力は，堤体設計の中に取り入れられている断面内平均温度，断面内平均温度勾配によって発生しているだけではなく，実際の曲線状の断面内の温度分布の影響を強く受けていることがわかる。すなわち，堤体表面付近と堤体中心部では，応力の経時変化の位相が全く逆転している。

このようなことから，実測された応力を設計上の応力と比較することは容易ではなく，重回帰分析等を用いて貯水池の水圧荷重の影響のみを抽出するか，曲線状の温度分布を考慮しうる特別な解析法を用いることが必要となる。

またこのような解析を行う前には，実測された応力の精度を検証しておく必要がある。一般に応力計はその原理より引張応力を測定できない機構になっているため，引張応力を発生した個所では，応力値は0と計測される。したがって引張応力が計測された場合，少なくともその値以上の誤差を有していると判断される。図—19には1ヶ所そのようなデータが見られるが，全般的に見れば，応力の測定が不可能となる測定値はほぼ0に等しく，かなり精度のよい計測結果が得られていると思われる。

3. 地震時のダムの挙動

3.1 地震計の設置とその目的

現在，ダムの設計は震度法に基づいて行なわれている。震度法の妥当性は，現在までそれによって設計されたダムが地震時に何ら重大な異常をきたしていないことによって十分実証済みであるが，地震時におけるダムの安全性をより合理的に判定するためには，地震時におけるダムの挙動を把握しておく必要がある。

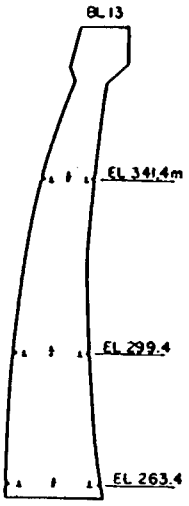
地震時のダムの挙動は，堤体内および基礎岩盤に設置した地震計によって求められる。

地震計の設置には，次の2つの目的がある。

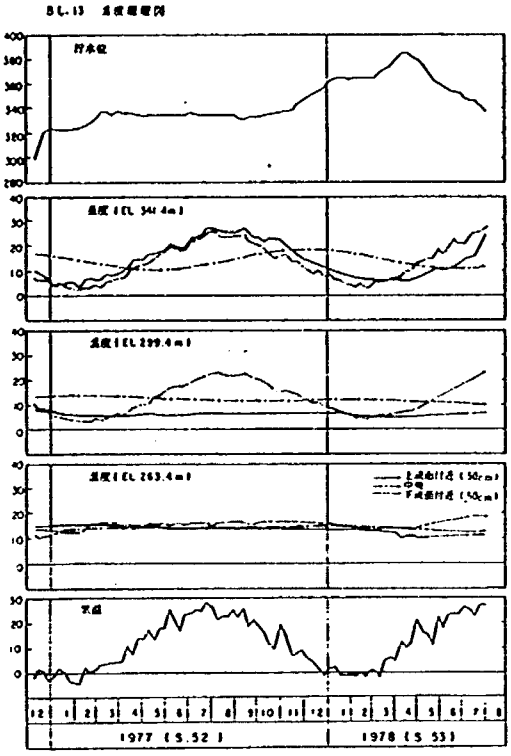
① 発生した地震の大きさを知り，ダムの安全性を判断する基準とする。

② 地震時のダムの振動特性を知り，より合理的な設計手法の確立を目指す。

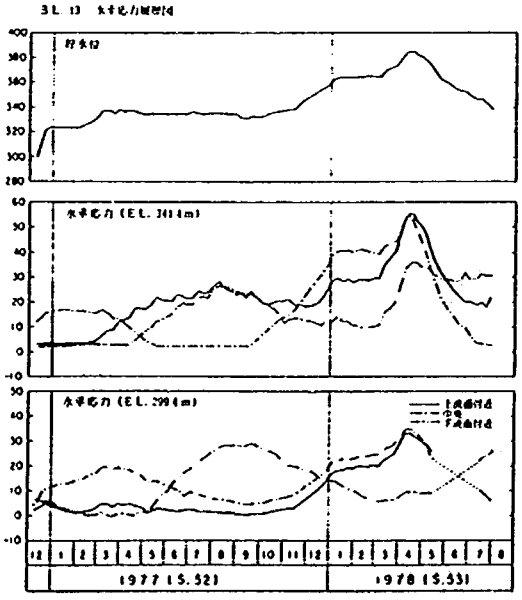
①は安全管理を目的としたものであり，現在，ダムサイトに係わる地域の気象庁による震度階が4以上の場合，または設計震度の$\frac{1}{3}$以上の加速度が観測された場合に



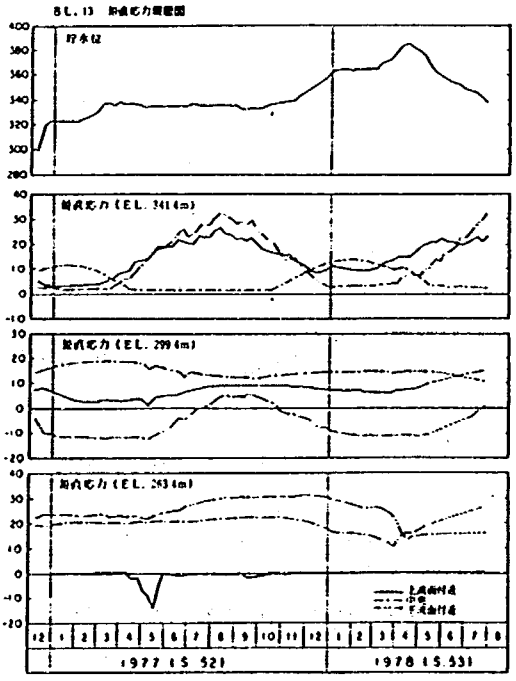
図—19　応力の計測例（Cダム）(1)



(2)



(3)



(4)

は，ダムの点検を行うことが義務づけられている。一方，②は構造解析を目的としたものであり，この場合，堤体内および基礎岩盤に2～3個所以上の地震計が設置され，詳細な計測が行われる。

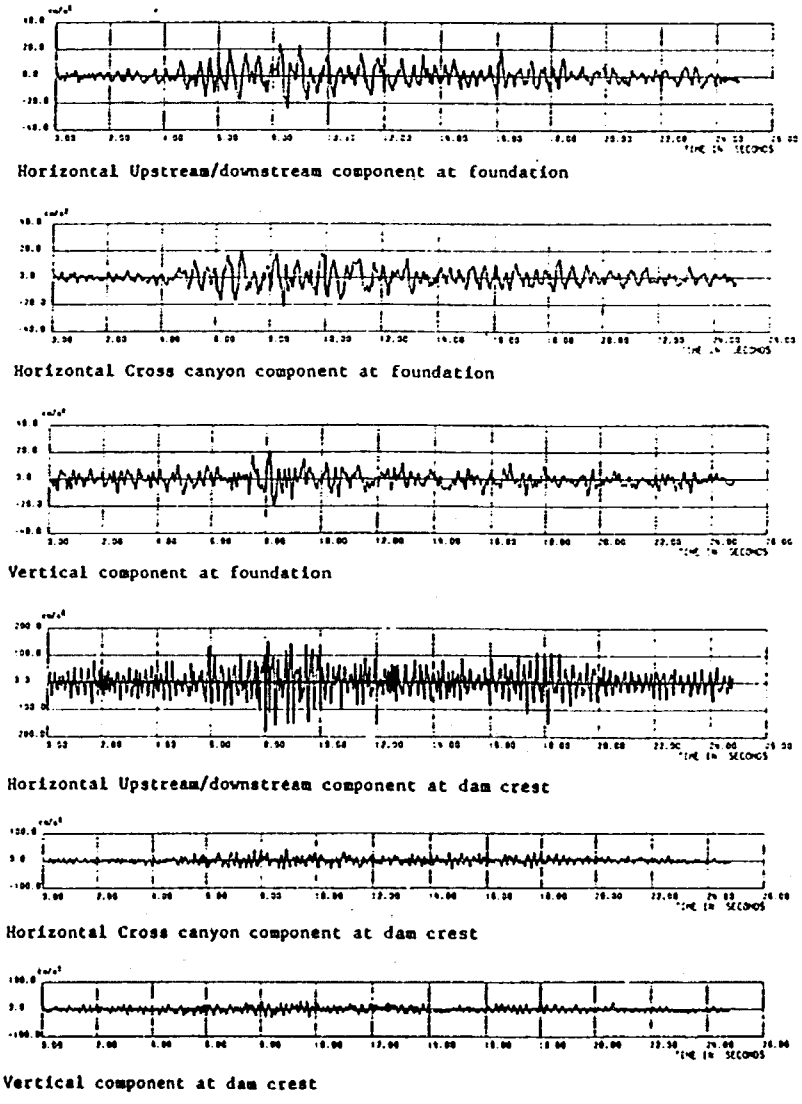
一般に地震時において計測されるダム天端の加速度は，基礎岩盤において計測される加速度の数倍の大きさを有することから，加速度計の設置に際してはこの点を考慮した設置が必要である。

安全管理を目的とした場合，堤体天端と基礎岩盤に各1個所，最大加速度表示装置が設置される。構造解析を目的とした場合，最大加速度のみではなく加速度波形の測定が必要となる。このためには一般に強震計が設置される。強震計は，堤体天端と基礎岩盤に各1台設置するほか，天端付近の増幅を確認するため，堤体天端より堤高の$\frac{1}{4}$程度下の標高にも設置することが望ましい。またさらに詳細に検討する場合には，左右岸基礎岩盤や堤体の各標高にも強震計が設置されることがある。

3.2　地震時のダムの挙動と解析

Fダム（H＝89.5m，アーチ重力ダム）では，1976年の岩手県沖地震，1978年の宮城県沖地震の2度の大きな地震における挙動が観察されている。前者の岩手県沖地震では，基礎岩盤で最大5.7galの加速度が，後者の宮城県沖地震では，同じく最大24.6galの加速度が観測されている。

図—20は，宮城県沖地震におけるダム基礎岩盤およびダム堤体天端における加速度の履歴を示したものであ



図—20　地震時のダムの挙動（Fダム）

る。図に明らかなように，ダム堤体天端において測定される加速度は，基礎岩盤において測定される加速度よりかなり増幅されている。このような加速度による慣性力はダム堤体の安定性に大きな影響を与えるが，この場合，地震時におけるダムの動的特性を調べておくことが，ダムの安定性を判断するうえで，または今後のダムの設計技術の向上を図るうえで重要となる。

地震時におけるダムの動的特性を理解するためには，周波数応答関数を利用するのが有効である。

図—21は，前記の2地震時の実測記録より求めた周波数応答関数である。これより以下のことがわかる。。

① 本ダムの固有振動数は，2つの地震に対して若干のずれがあるものの，概ね第1次固有振動数で5 Hz，第2次固有振動数で9 Hz である。しかし，ダムがアーチ重力ダムという複雑な構造物であることから，近隣したモードが複数個存在している。

② 2つの地震に対する固有振動数のずれは，数値解析でも同様な結果が見られるように，貯水位の差によるものと考えられる。(宮城県沖地震の場合，貯水位が12m ほど高くなっている。)

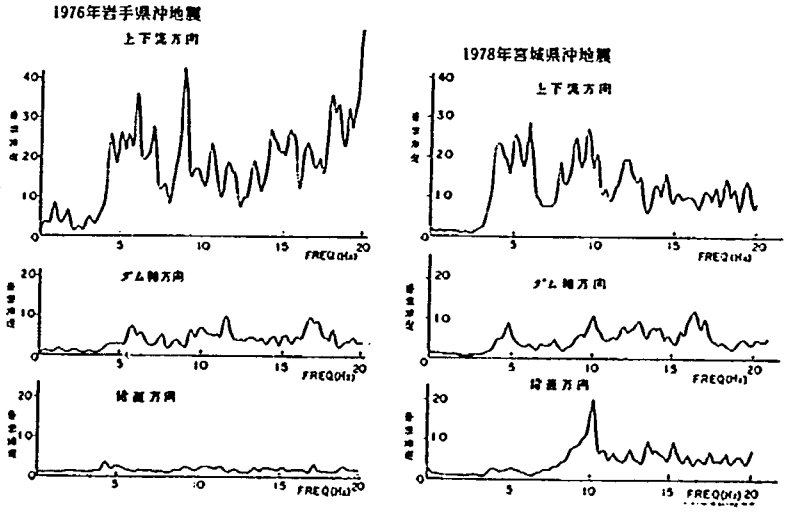
③ 2つの地震に対する第1次固有振動数付近の応答倍率はほぼ同一であり，地震の大きさに関してダムはほぼ線形弾性体として挙動し，また減衰定数は一定であると考えられる。

次に，宮城県沖地震における地震動を入力として堤体の動的解析を行った結果を図—22に示す，この場合，解析法としては2次元解析を用い，また貯水池の効果はWestergaard の付加質量の概念を利用している。計算された加速度波形は実測波形と比較的よく一致している。また，固有振動数は，第1次が4.0 Hz，第2次が8.7 Hz となっており，実測結果とかなり一致している。

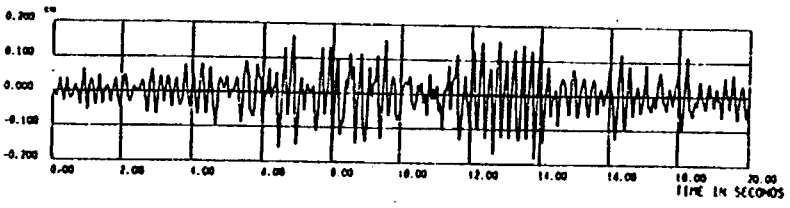
ま と め

変形量の計測は，漏水量，揚圧力の計測とともに，コンクリートダムの安全管理にとって重要な計測である。しかし，変形量からダムの安全性を判断することは困難であり，通常，その経時変化に基づいて判断が行われる。したがって，ダムの安全性を即座に判断する場合には，変形量の計測は必ずしも適格な方法とはいえず，漏水量，揚圧力の計測等を併わせて行うことが必要である。しかし，基礎岩盤内に断層等力学的に問題となる地質構造が存在する場合，その力学的安定性を判断するには，変形量の計測は必要不可欠である。

変形量の経時変化を下にダムの安全性を判断する場合，変形量に影響を与える種々の要因について考慮しなければならない。これには貯水位（水圧荷重）と堤体の温度変化（温度荷重）等が挙げられ，変形量によるダムの安全管理は，これらの要因の影響を除去したうえで，



図—21 周波数応答関数（Fダム）



図—22 動的解析結果（Fダム）

初めて行い得るものである。このためには，本論で示した整理方法が有効である。

一方，変形量の計測結果を，できるだけ早朝に安全管理に有効に利用するためには，過去において計測されたダムの特徴的な変形挙動を知っておくことが必要不可欠で，この場合，本論の事例は有益なものになると思われる。

謝　辞

末筆ながら，本論をまとめるにあたり，資料を提供して頂いた関係各位に謝意を表する。

参 考 文 献

1) 日本大ダム会議「ダム構造物管理基準」1973年11月
2) 飯田，米道「コンクリートダムの安全管理の手引・改訂版」，土木研究所資料第692号，1971年11月
3) 水野，松本「ダム完成後における計測」土木施工22巻4号，1981年3月
4) 松本，豊田「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年11月
5) 松本，近藤，佐光「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21—8，1979年8月

コンクリートダムの挙動(Ⅲ)

——温　　度——

水野光章*
藤沢侃彦**
永山功***

まえがき

コンクリートダムの施工中または完成後の挙動を管理するうえで，間接的な判断項目であるが，しかし極めて重要な計測項目として，温度の計測が挙げられる。

コンクリートダム堤体内に発生する温度変化は，次の2つの形態でダムの挙動に影響を与える。

① コンクリート硬化時の水和熱，気温の変動によって，施工中または施工後のダム堤体内にクラックを発生させる原因となる温度応力をもたらす温度。

② 気温の季節的な変動によって，完成（湛水）後のダム堤体に撓みや応力を発生させる温度荷重をもたらす温度。

温度荷重としての温度が完成後のダム堤体内に撓みや応力を発生させ，これが貯水池の水圧荷重に対して無視できないことは，既に“コンクリートダムの挙動（Ⅱ）—変形，応力—”で述べたとおりであり，ここで改めて言及はしない。本論では，コンクリート内にクラックを発生させる温度応力について，実測結果を交えて論ずるものとする。

構造物の一体性という設計条件を満足するため，また遮水性という構造物としての機能を確保するために，コンクリートダム堤体内にクラックを発生させることは極力避けなければならない。コンクリートにクラックを発生させる原因は種々あるが，最も主要な原因はコンクリートの硬化時に発生する水和熱による温度応力である。したがって，ダムコンクリートの打設時にはコンクリートの硬化熱に起因する温度応力を規制する手段が必要となり，これを温度規制と呼んでいる。

広義の温度規制の中には，ジョイントグラウチング時の温度管理が含まれるが，ここでは温度応力によるクラックを防止するための温度規制についてのみ論じるものとする。

1. 温度応力の発生機構と温度規制

温度規制を的確に実施するためには，まず温度応力の発生機構を理解しておかねばならない。

コンクリートの水和熱による温度応力が，ダムの一体性または遮水性を損うクラックを発生させることは，既に古くから知られているが，その原因となる温度応力を正確に予測する方法についてはいまだ十分に解明されていない。これはコンクリートの初期材令における物理特性の複雑さに起因するものであり，合理的な温度規制を行うためには，このような初期材令のコンクリートの物理特性の詳細にわたる検討が必要である。しかし，これについては本論の目的から少なからず逸脱した問題であるので，他の論文に譲るものとして[1),2)]，ここでは，なぜ温度応力が発生し，またはどのような場所に温度応力が発生するのかを考察するにとどめる。

初期材令のコンクリートに限らず，温度変化を受けた物体は，熱膨張による体積変化をこうむり，この体積変化が何らかの形で拘束されると温度応力が発生する。したがって，温度応力の原因は，温度変化と拘束ということができる。

マスコンクリートにおいて温度応力が特に問題となるのは，水和熱の蓄積が大きいこともさることながら，初期材令コンクリートの塑性的な挙動による。すなわち，コンクリートの水和熱による温度上昇過程では，コンクリートの塑性的な挙動により，体積変化の拘束は必ずしも圧縮応力の蓄積をもたらさないのに対し，コンクリート硬化後の温度降下による体積変化の拘束は明らかに引張応力をもたらすためである。

さて，以上のような温度応力の発生機構とコンクリートの特性を考慮すると，クラックの発生を防止するため

* 建設省中部地方建設局丸山ダム調査事務所長
** 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室長
*** 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室研究員

の方法として次の方法が考えられる。すなわち，

① 温度降下量を抑制する方法。

② 拘束を抑制する方法。

③ コンクリートの塑性的性質を利用して発生する温度応力を緩和する方法。

である。

第1の温度降下量を抑制する方法では，コンクリートダム堤体の最終的な安定温度が気温，貯水池水温等によって一義的に定まるところから，この方法は，最高温度を規制する方法と言い換えることができる。このような方法としては，パイプクーリング，プレクーリング等の人工クーリング，コンクリートの打上り速度の制限，夏期日中の打設制限などが挙げられる。

第2の拘束を抑制する方法としては，打設コンクリートの大きさを制限するブロック工法が一般である。しかしこの際，筆者等が指摘しているように，拘束の大きさは打設されたコンクリートのレヤ長によって直接定まるものではなく，打設高とレヤ長の比によって定まることに注意すべきである[1,2]。

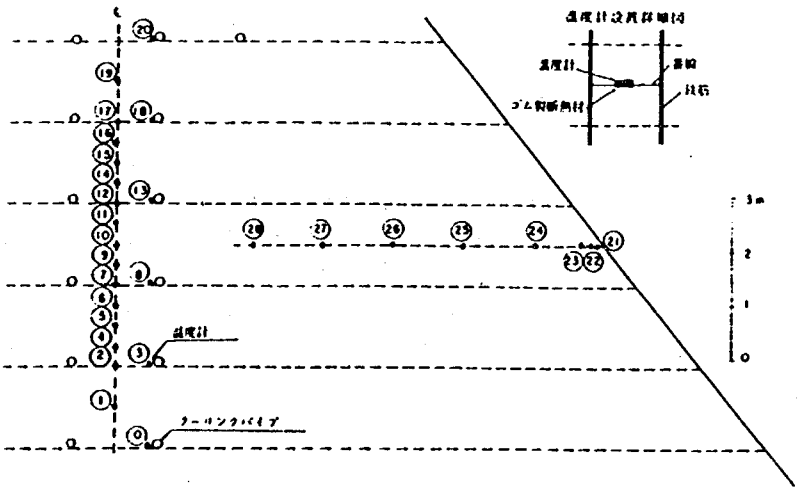
第3のコンクリートの塑性的性質を利用する方法は極めて巧妙な方法であるといえるが，反面その適用をあやまれば，逆にクラックの発生を助長させる可能性を含んでおり，十分な注意が必要である。パイプクーリングを利用して，塑性的性質の大きな初期材令中にコンクリートを冷却し，その温度を降下させる方法は，その一例である。この場合，従来より，クーリング期間として，コンクリートが塑性的である材令約1カ月間が有効であると考えられてきたが，このような方法が微妙な方法であることは，過冷却によって初期材令のコンクリートにクラックを発生させてしまった例があることからも明らかであろう。

以上に述べた従来からの温度規制の方法は，主としてダム堤体全体の（平均的）温度降下に着目した方法であり，これを外部拘束に対する規制と呼んでいる。（外部拘束は一般に“岩盤拘束”と呼ばれているが，拘束の原因は必ずしも基礎岩盤に限らず，たとえば打設を中断した越冬ブロックの場合もあるため，“岩盤”拘束という用語は適切ではない。）

しかし，外部拘束以外にもクラックの発生源となる温度応力を生じさせる拘束があることは，既に従来から指摘されており，また筆者が外部拘束よりも重要だと考えている拘束として内部拘束があげられる。内部拘束とは，コンクリート各部で異なった温度変化を生じた場合，その結果生じる体積変化量の差を補うように温度応力を発生させるコンクリート各部間の相互の拘束をいう。

このような拘束は温度降下時のみに現れるものではないことに注意しなければならない。すなわち，表面の温度が上昇していても，内部にそれ以上の温度上昇があれば，結果的に表面付近には引張応力が現れることになる。また内部拘束はコンクリート表面のみに現れるものでもなく，たとえばパイプクーリングによる冷却の割合が各リフト毎に異なれば，当然これらのリフト間には内部拘束が発生することになる。

内部拘束による温度応力を温度勾配による温度応力と呼ぶことがある。しかし，厳密にいえば，このような呼び方も岩盤拘束同様適切ではない。すなわち，内部拘束による温度応力は，任意の時刻の温度勾配によって定まるのではなく，温度勾配の変化によって定まるものである。したがって，一般に温度分布と温度応力分布は相似ではない。これは，コンクリート初期材令の塑性的性質



図—1 温度計の配置（Aダム，BL. 18）

とその硬化過程によるものであり，たとえば外部拘束の場合と同様に，打設直後のコンクリートは温度勾配が最も大きいにもかかわらず，温度応力は任意の位置でほぼ0となっていることからも納得できよう。

内部拘束によるクラックの規制方法は，実は概ね外部拘束によるクラックの規制方法と一致する。またその他にも，連続した規則正しい打設，断熱保護，表面クーリングなどが考えられるが，これについては，最後にもう一度触れるものとして，以上の基本的な知識を下に，実測された温度履歴を検討し，温度規制について留意すべき点を考察してみることにする。

2. 施工中のダムの温度管理

2.1 施工中のダムの温度履歴

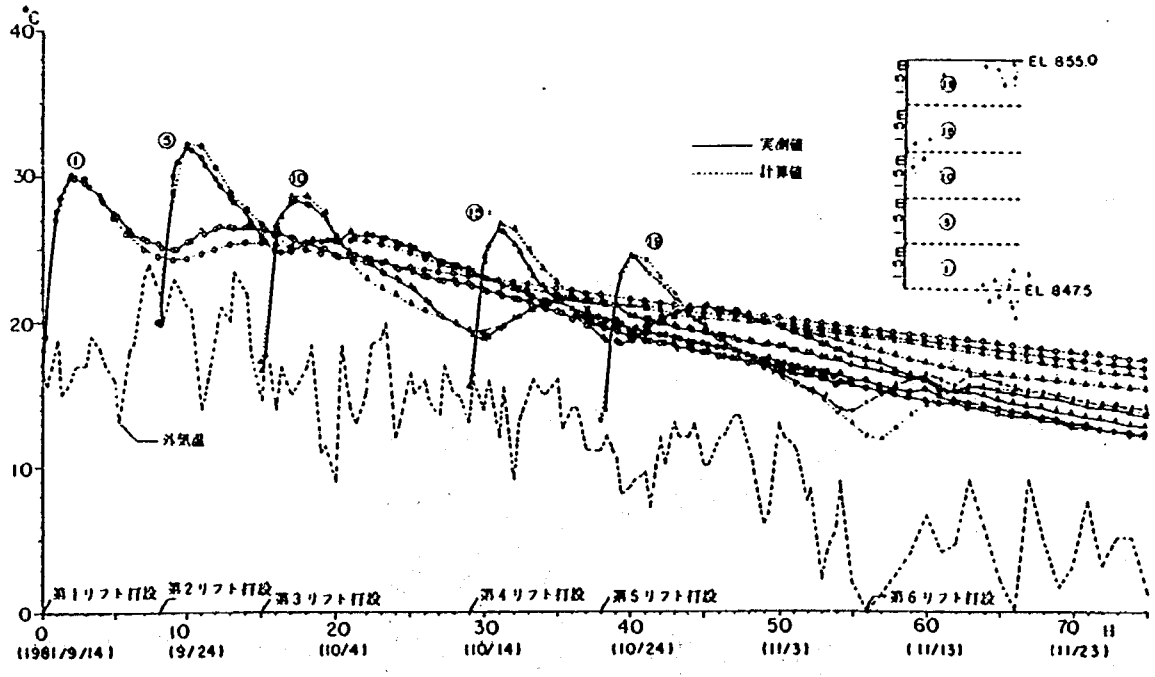
通常，施工中のコンクリートダムの温度管理は，数リフトないしはグラウチングリフト毎に1個程度の温度計を埋設し，その測定結果に基づいて行われる。これは，通常の施工管理を行ううえでは十分であるが，施工中のダムの挙動を完全に理解し，より適切な温度規制法を見出していくうえでは必ずしも十分とはいえない。より詳細にわたる温度分布の計測が必要である。

そこでAダム（高さ107.7m，パイプクーリング）において，通常の施工管理用温度計とは別に，ダムコンクリートの温度の挙動をより詳細に把握する目的で，図—1に示すように代表的な5リフトに対して約30本の温度計を埋設し，その挙動を測定した例を示す。この際，温度計を支持する鉄筋を通しての熱の伝達を避け，また温度計周辺のコンクリートの配合の差による初期の発熱特性の変化を避けるため，埋設に際しては十分な注意が払われている。測定結果を図—2，図—3に示す。図—2は各リフト中央部の温度履歴，また図—3はブロック中央部での各リフト内の温度分布を示したものであるが，これらの値は，材料試験結果から得られたコンクリートの熱特性を用いて行った数値計算結果と極めてよく一致しており，ダムコンクリートの温度履歴は，あらかじめ数値解析によって十分精度よく推定できることを示している。

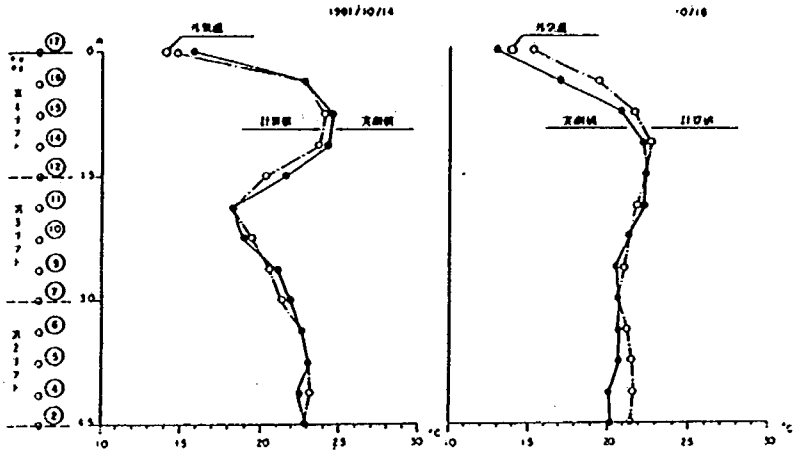
次に，施工中のダムの温度履歴について考察する。

パイプクーリングを行った場合，そのクーリング効果が現れるのは，打設後約2日以降といわれている。図—2をみても，打設後2日までの温度上昇は，ほぼコンクリートの断熱温度上昇に近い温度変化を示している。

また，Aダムではクーリング水として，河川水を利用しているため，その温度は15℃前後と比較的高く，その結果，最高温度以降の温度降下速度は，材令10日前後までは約1℃/日，それ以降は0.2℃/日前後となっており，過冷却によるクラックの発生の可能性はまずないといえる。また各リフト毎の温度変化速度もほぼ一定であり，



図—2 各リフト中央部の温度履歴（Aダム，BL.18）



図—3　各リフト内の温度分布
（Aダム，BL.18）

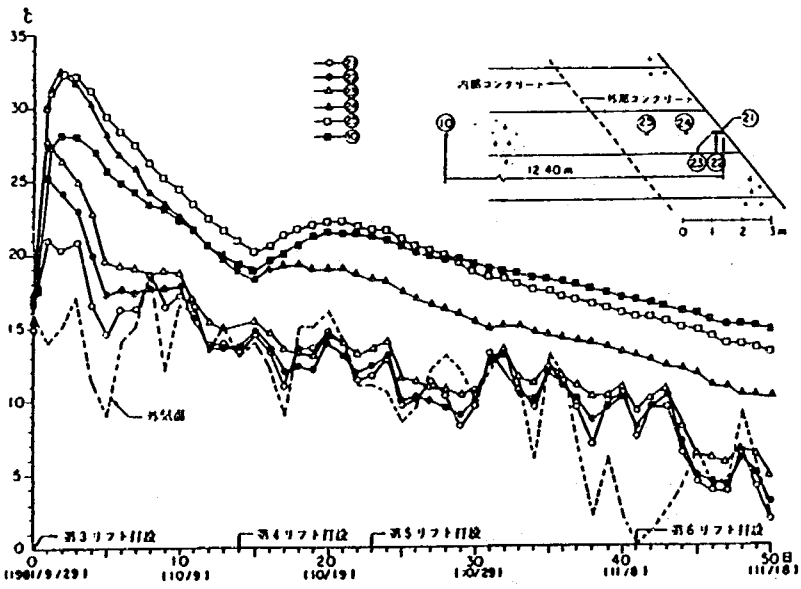
リフト間の内部拘束の影響も打設直後を除き小さいといえる。

図—4は，同じくAダムで測定された下流面付近の温度履歴を示したものである。また，図—5は，打設直後の5日間とその後5日おきの下流面付近の温度勾配を示したものである。図—5で，打設直後の表面から3m付近までの温度が高いのは，富配合の外部コンクリートの温度上昇によるものである。

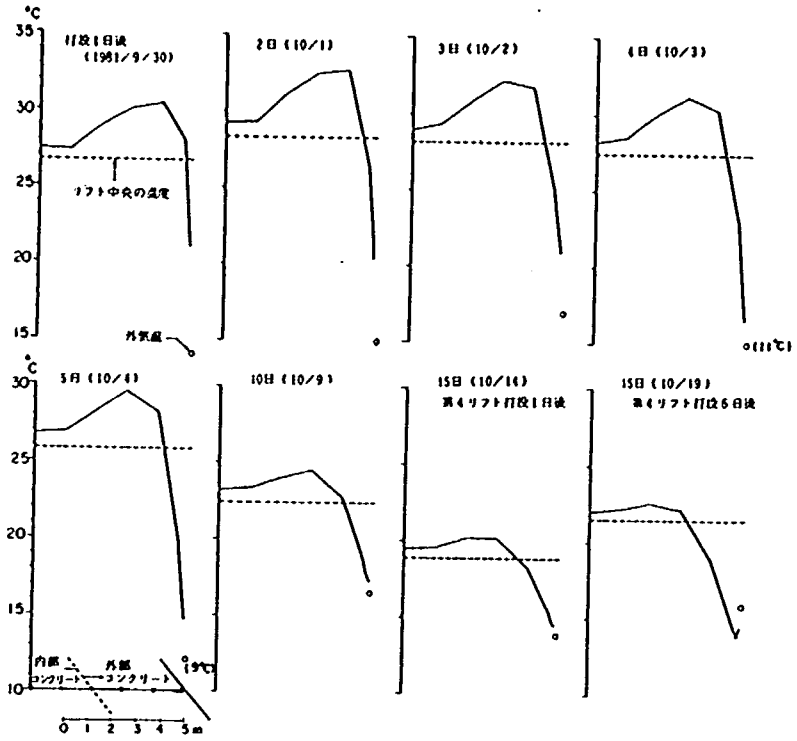
一般に温度規制の見地から，外部コンクリートとして高い強度を期待した富配合コンクリートを用いることはあまり利点がないとされている。なぜなら，富配合コンクリートを用いることによる強度増加は，図—5に示したようなコンクリートの温度上昇の増加と弾性係数の増加によって相殺されてしまうためである。

図—4，図—5より，表面付近のコンクリートは気温の日変化によって，大きな温度変化を受けていることがわかる。また図—6は，Bダムの仮締切りダム（H=20m，ノークーリング）において，表面付近のコンクリートの温度変化をさらに詳細に測定した結果を示したものである。図—4と同様に，表面付近のコンクリートには著しい温度変化が見られる。

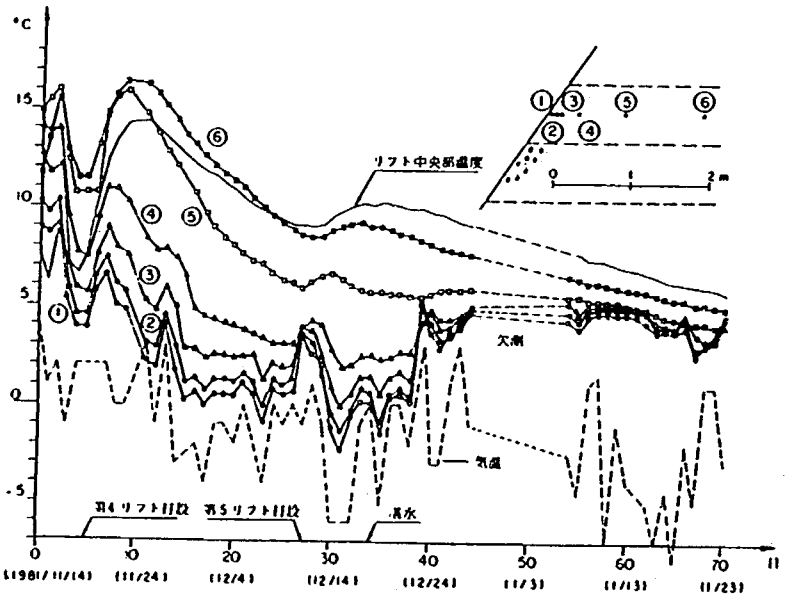
図—7は，図—6の測定結果を下に，気温の変化の著しい期間におけるコンクリート表面付近の温度分布を同一図面上に描いたものである。気温の日変化の影響は，コンクリート表面下約1mの範囲まで及んでいることがわかる。これは理論値とほぼ一致している。



図—4　表面付近の温度履歴
（Aダム，BL.18）



図—5　表面付近の温度勾配
(Aダム，BL.18)



図—6　表面付近の温度履歴（Bダム，仮締切りダム）

2.2　施工中のダムの温度応力

施工管理としてのコンクリートの温度計測は，クラックの発生を防止し，ダム堤体の一体性および遮水性を確保するために，極めて重要な項目といえる。しかし，クラックを規制するためには，温度の計測は間接的な方法であり，施工管理を的確に行うためには，その温度変化に対する温度応力の予測が必要となる。

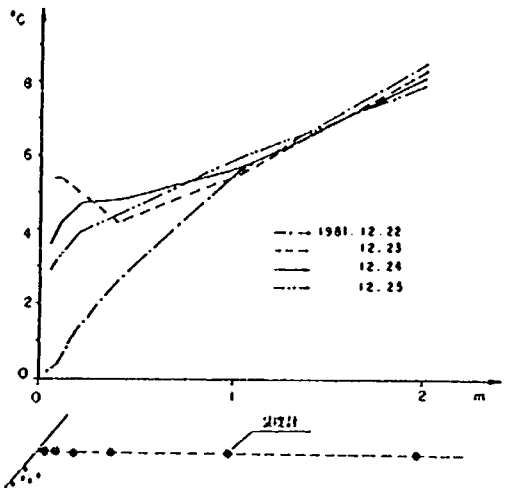
温度応力の把握は，打設されたコンクリート内に応力計を埋設することによっても行うことができる。しかし，応力計の精度，または引張応力を測定できない等の理由から，温度の測定に併せて応力の測定を行っている例は少ない。

温度計による施工管理は，一般に最高温度と温度降下速度に基いて行われる。最高温度の規制値は，あらかじ

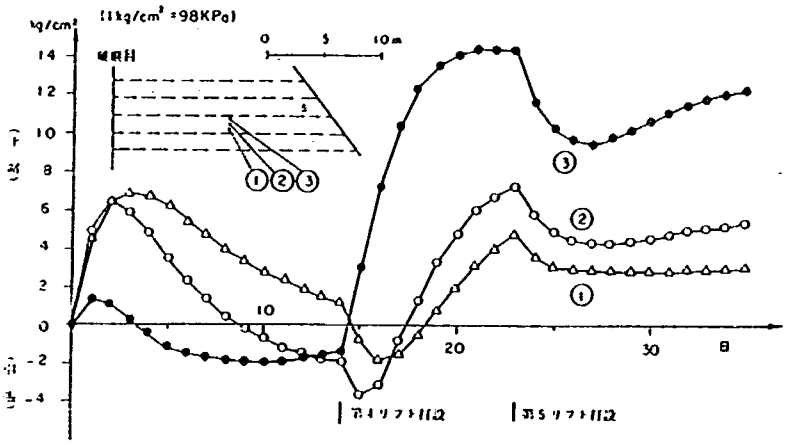
め，外部拘束に対する温度応力とコンクリートの引張強度の関係から計算によって求められる[11,12]，また，温度降下速度は一般に従来からの経験によって定められる。

一方，内部拘束による温度応力に対する規制は，現在のところほとんど行われていない，これは内部拘束による温度応力を精度よく求める方法が確立されていなかったことに起因するものと思われるが，昨今の有限要素法等による解析手法の進歩に相俟って，内部拘束に対する温度規制の確立が望まれるところである。

図—8は，Aダムを例として，有限要素法を用いてリフト中央部の温度応力を算出した結果を示したものである。図は応力の卓越する水平方向の温度応力の履歴を示したものであるが，当初リフト表面には内部拘束に基づく引張応力が発生する。次いで上部リフトが打設されると，当該リフトの熱逸散が妨げられ，また上部リフトから熱を吸収することによって，リフト上部は圧縮応力に転じ，代ってリフト下部に引張応力が現れる。その後当該リフトの平均温度の上昇によって，温度応力は圧縮に転ずるが，さらに上部リフトが打設されると，圧縮応力は若干減じる。この計算にはクリープの影響は考慮されていないが，打設直後のコンクリートは，内部拘束によって複雑な挙動を示していることがわかる。

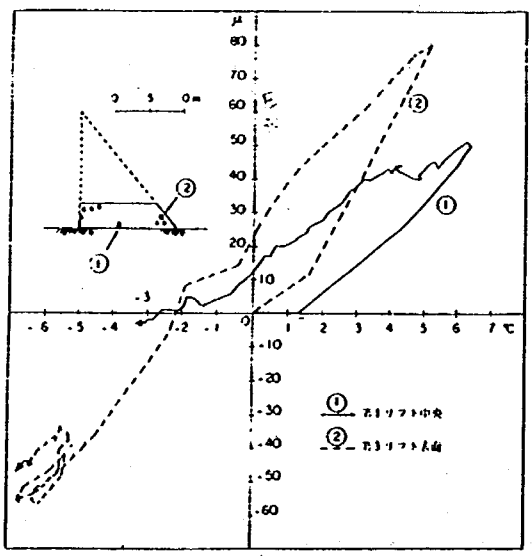


図—7　表面付近の温度勾配（Bダム，仮締切りダム）



図—8　リフト中央部の温度応力計算値（Aダム，BL. 18）

内部拘束による引張応力は，リフト上面だけでなく，リフト側面にも発生する。Bダムの仮締切りダムでは，ダム堤体表面付近に，温度計のほかにひずみ計および応力計を埋設して，温度変化とひずみ変化，温度応力の変化の関係を求めている。本仮締切りダムでは，本体ダムのRCD施工に先立つ試験施工として，数々の実験がなされており，温度計測もその一環である。この際，ダム高が小さいため，横継目間隔を40mとして，レヤ長と温度応力の関係を求めている。したがって，ひずみおよび



図—9　温度変化とそれに対応したひずみ変化（Bダム，仮締切りダム）

応力の計測はダム軸方向に対して行われたものである。

図—9は，温度変化とそれに対するひずみ変化の関係を示したものである。このうち，実線は着岩部コンクリート，破線は表面部コンクリートに対する温度変化とひずみ変化の関係を示している。

図中に示した曲線の勾配は，単位温度変化あたりのひずみ変化，すなわち，温度応力の原因となる拘束の大きさを示している。図より明らかなように，表面部コンクリートにおける曲線の勾配（内部拘束と考えることができる）は，着岩部コンクリートにおける曲線の勾配（外部拘束と考えることができる）より大きく，したがって内部拘束の重要性を示すものと考えることができる。

また，図—10は，同じく着岩部コンクリートおよび表面部コンクリートに対して，温度応力とひずみの関係を示したものである。

ところで，応力計は，その機構上引張応力を測定することはできない，したがってその埋設に当っては，あらかじめスクリュージャッキによって15kg/cm²(1470kPa)のプレストレスを導入してある。したがって，図—10に示した値は，測定値より15kg/cm²(1470kPa)を減じた値である。しかし，初期材令においては応力のリラクゼーションの影響が著しいため，導入されたプレストレスは多少減少するはずであり，図—10の応力値は幾分信頼性が欠けるものと思われる。しかし，定性的な傾向として見れば，やはり表面付近における引張応力は着岩部付近における引張応力よりも大きな値を示している。

2.3　表面クラックの防除

以上示したように，表面付近の温度勾配に起因して発生する温度応力は，外部拘束による温度応力と同等以上に，コンクリートダム堤体内にクラックを発生させる要因になっている。

このような内部拘束による温度応力は，

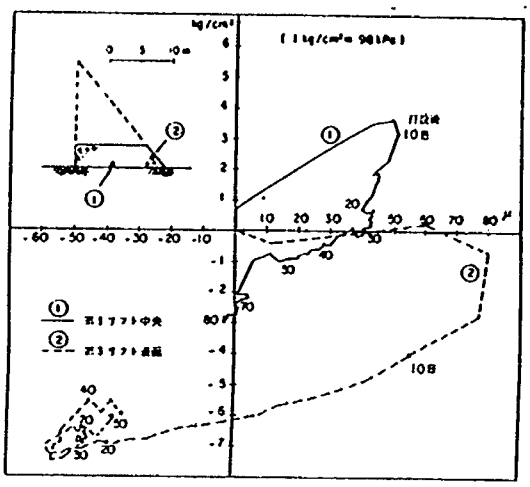
① コンクリート内部の発熱

② コンクリート表面の放熱

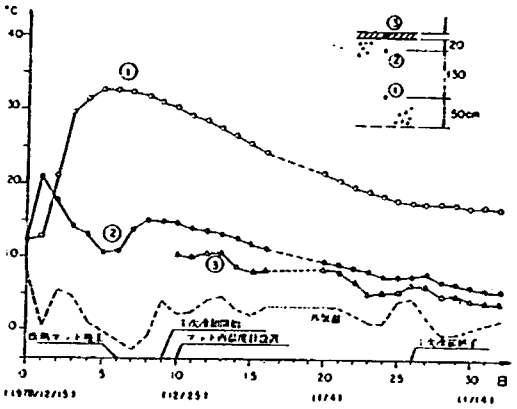
③ 気温の日変化，年変化

などによって発生する。秋期から冬期にかけての気温低下によって生じることがある“秋冷によるクラック”も実は内部拘束によるクラックである。

内部拘束による温度応力は，内部の自己平衡的応力であり，したがって内部拘束によるクラックは進行性がない。このため，内部拘束によるクラックはそれ自身では構造上問題となるクラックとはならないが，外部拘束によるクラックの発端となって，構造上問題となるクラックに発展する可能性を十分もっているため，やはり十分な管理，規制が必要であろう。



図—10　温度変化による応力—ひずみ関係
（Bダム，仮締切りダム）

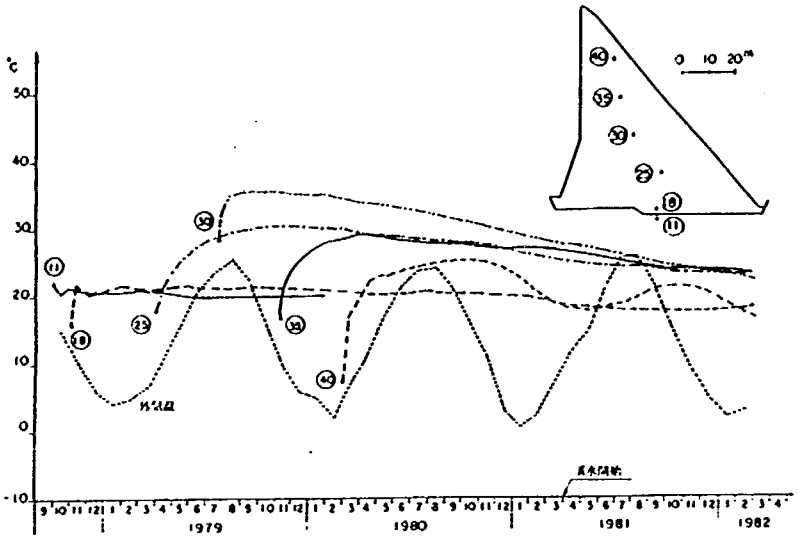


図—11　断熱材による保温効果（Cダム，BL.12）

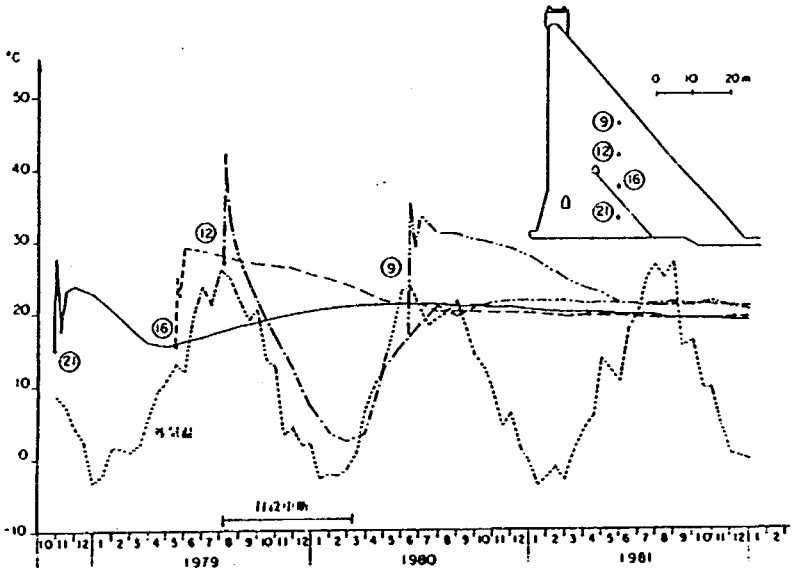
表面クラックを防止するために最も確実な方法は，規則正しい打設を行うことであるが，やむを得ずして打設を中断する場合には，表面の断熱保護など温度勾配の変化を極力抑える方法が必要である[1,6]。

図—11は，Cダム（高さ140m，パイプクーリング）において，越冬する打止めコンクリート表面に断熱保護を施した結果を示したものである。

表面保護の方法は極めて簡単なもので，ポリエチレンシートとウレタンフォームを重ね合わせた厚さ10mmの養生マット3枚を打止めコンクリート表面に敷きならしたものである。しかし，打設後5日目に設置した養生マットによって，表面下20cmの深さのコンクリートの温度は約5℃上昇し，その後の温度降下は極めて緩慢になっている。また養生マット内に挿入された温度計の読みは気温よりも5℃前後高くなっている。



図—12　ノークーリングの場合の温度履歴（Dダム，BL. 10）



図—13　ノークーリングの場合の温度履歴（Eダム，BL. 11）

このような断熱保護は，特に急激な気温変化に対しては有効であり，表面付近のコンクリート温度の状態は極めて安定しているといえる。

3.　ダムの長期的な温度変化

3.1　クーリングを行わないダムの温度履歴

パイプクーリングを行ったコンクリートダムは，ジョイントグラウチングに先立って，2次クーリングによって最終的な安定温度まで冷却され，その後は，表面に気温の季節的変動による影響を受けるのみとなる。

一方，特に人工クーリングを行わない，いわゆるノークーリングのコンクリートダムの場合には，完成後もダム堤体の温度は徐々に降下を続け，数十年以上を経て最終的な安定温度に達する。

このようにクーリングを行わなかったコンクリートダムの温度履歴の挙動として，RCD施工によったDダム（高さ90m）の例を図—12に示す。

各標高中央部の温度降下速度は極めて緩慢であり，年平均2～4℃にしか及んでいない。この温度降下速度は主として打設温度によって左右され，夏期に打設されたコンクリートは，他の個所に比べて相対的に大きな温度降下速度を示している。

また，基礎岩盤の温度は年平均気温に比べてかなり高く，また着岩部コンクリートが冬期に打設されたことと

相俟って，着岩部コンクリートにはほとんど温度降下が生じていない。これは後述する図—15の温度降下量の分布図を見ても明らかである。一般に外部拘束による温度応力を考える場合に重視する着岩部の温度降下量が，このように極めて小さいことから，外部拘束によるクラックの発生の可能性は極めて少ないといえる。

図—13は，同様に人工クーリングを行わなかったコンクリートダムの例として，傾斜継目を用いたEダム（高さ70m）の例を示したものである。この場合，Dダムよりコンクリートが富配合であることから，年間の温度降下量は10℃近くまで達しているが，年平均気温に比べて10℃以上も高い堤体温度でほぼ安定状態に達しており，その後の温度降下はほとんど見られていない。

また，着岩部に近い部分のコンクリートの温度も，上部に十分な厚さのコンクリートが打設された後では，再び上昇に転じ，最終的には，打設温度よりも高い温度でほぼ安定しており，特に外部拘束によるクラックの問題はないといえる。

なお，図中で特に注意すべき点は，中部標高の温度履歴（⑫）である。このコンクリート打設直後の長期間にわたる打設中断によって，最高温度以降のコンクリートの温度は著しく低下している。幸いに，この場合にクラックの発生は報告されていないが，クーリングを行っていないダムの場合には特に堤体温度が高いこともあって，長期間の打設中断に際しては，クラックの発生を防止するうえで十分な配慮が必要であろう。

このような長期間の打設中断の場合には，簡単な断熱保護だけでは温度降下は防止しきれず，加熱養生などのより積極的な温度降下の防止対策が必要となるかもしれない。

3.2 堤体内の温度分布の季節変動

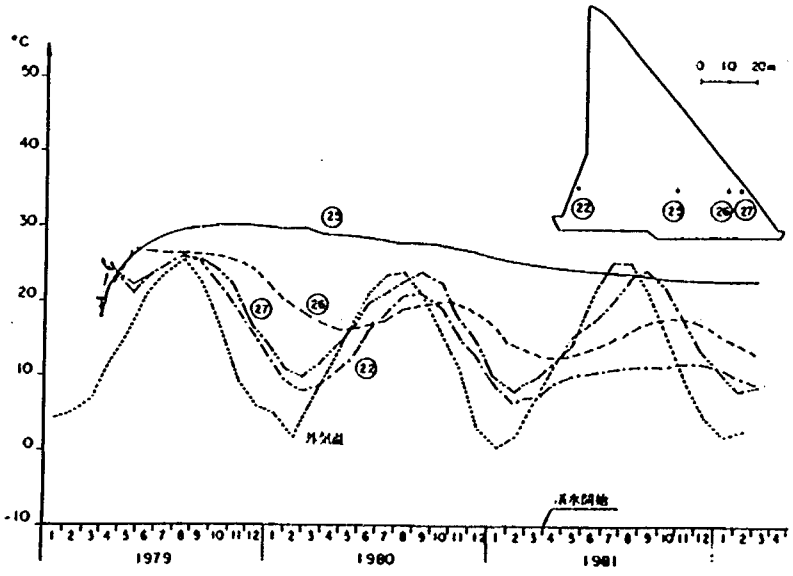
完成したダムの表面付近のコンクリートは，気温の季節的変動によって，周期的な温度変化をこうむる。このような温度変化は，一部は堤体に撓みを生じさせ（“コンクリートダムの挙動（Ⅱ）—変形・応力—”参照），また一部は温度応力に転化される。

この場合，どのような温度応力が生じるかを測定した例はほとんどないが，数値解析によるとかなり大きな引張応力が発生しうることが示されており[3]，このような温度変化による温度応力の影響については，今後の検討が望まれるところである。

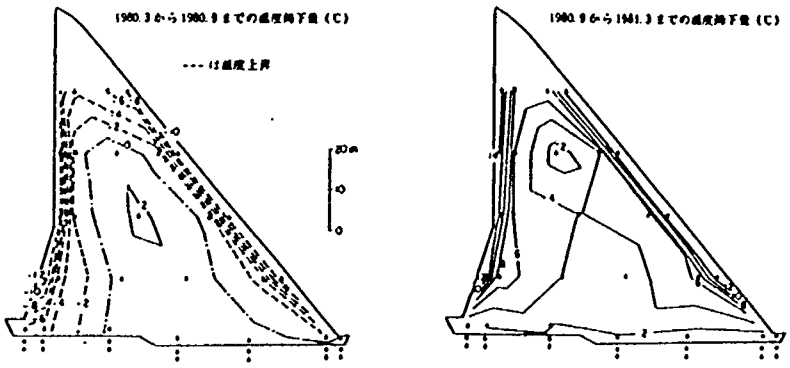
図—14は，Dダムにおいて，表面から種々の深さに埋設した温度計による温度履歴の結果を示したものである。各部分は，堤体表面からの距離に応じた振巾と位相差をもって周期的な温度変化を繰返している。理論上，このような気温の年変化の影響は約10mの深さまで及ぶことが確認されているが，同図に示した温度履歴もほぼこれに一致した振巾，位相差を有している。当然のことながら，これより深い深部の温度は気温の季節的変動の影響は受けていない。

図—15は，これらの測定結果を下に，最も表面付近に埋設した温度計の読みが最大，最小となる3月と9月の間の堤体各部の温度変化を等高線によって示したものである。表面付近10mは気温の季節変動の影響を受けていることがわかる。

このような気温の変動の影響は，コンクリートダム堤



図—14 気温の年変化による堤体内温度の影響（Dダム，BL.10）



図—15　気温の年変化による堤体温度の影響（Dダム，BL.10）

体表面のみに現れるのではなく，たとえば，通気性の高い堤体通廊にも生じることがある。特に施工中のダムで，扉が設置されていない通廊などでは，このような気温の変動によって，内部拘束によるクラックの発生を見ることがある。このようなクラックは往々にして外部拘束によるクラックと見まちがえることが多い。しかし，このようなクラックは外部拘束によるクラックの発端となりやすいので，特に注意が必要である。

ま と め

ダムコンクリートに発生するクラックは，コンクリートダムの設計，施工に際して，避けることのできない問題として，従来より種々の対策がとられてきた。このような温度規則によって，コンクリートダム堤体にクラックが発生する可能性が著しく減少してきたことは周知のとおりである。しかし以上に示した実測例から見ても，従来の理論は，クラックの発生の原因，またはクラックが発生しなかった原因を適格に説明するうえで十分とはいえない。

一方，コンクリートダムの施工技術の合理化によって，長大ブロックやレヤ打設のダムが増大し，またＲＣＤによるダムのように施工上の制約からパイプクーリングを省略したり，また温度規制の方法を見直す機運が見られてきた。

このような中で，より精度よい温度応力の把握，温度応力によるクラックがコンクリートダムの構造特性に及ぼす影響の解明は，今後早急に解決すべき課題と思われる。

この場合，本論で述べたように，外部拘束によるクラックだけではなく，むしろより精力的に内部拘束によるクラックの解明に取組む必要があると考えられる。

内部拘束によるクラックの防止法として，本論文ではＣダムを例にして断熱保護の効用を示したが，その効果の定量的な把握は行われておらず，今後の解析または現場での計測に多くを期待したい。

また，従来，外部拘束を主体として考えられてきたパイプクーリングやブレクーリングについても，内部拘束という観点から見直してみるのも有効であろう。たとえば，表面付近の温度勾配を抑制するために，表面付近のみをクーリングする方法なども当然考えられると思われる。これについても今後の研究を期待したい。

謝辞

文末ながら，本論の執筆に際して現場計測，資料提供等をして頂いた関係各位に深く謝意を表する。

参 考 文 献

1）永山，矢沢「コンクリートダムの温度応力解析（Ⅰ）」土木技術資料22-7，1980年7月
2）永山，矢沢「コンクリートダムの温度応力解析（Ⅱ）」土木技術資料22-9，1980年9月
3）久保田，御牧，茂木，松尾「今市ダムにおけるダムコンクリートの設計」電力土木 No.176，1982年1月
4）水野，永山，矢沢「初期材令におけるコンクリートの熱特性と力学特性」土木技術資料24-2，1982年2月
5）Carlson et al.「Cause and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete」Journal of ACI，1979年6月
6）ACI Committee 207，「Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete」Concrete International，1980年5月
7）Houghton「Determining Tensile Strain Capacity of Mass Concrete」Journal of ACI，1976年12月

ダム技術

No. 2 (1983)

コンクリートダムの温度応力と温度規制

永山　功*

1. はじめに

コンクリートダムの施工に際しては，一般にコンクリートの打設とともにパイプクーリングによるコンクリートの冷却が行われるが，このようにコンクリートの温度をコントロールする方法を温度規制と呼んでいる。温度規制は，セメントの水和熱に起因して発生するコンクリートの温度応力によるクラックを防止する方法として，コンクリートダムの施工に際して不可欠な手段である。このため，温度規制の方法については古くより多くの研究が行われ，種々の規制方法が開発されているが，温度応力の発生機構が複雑であることもあって，いまだコンクリートに発生するクラックを完全に防止するまでには至っておらず，今日においても解決すべき問題が多く残されている。

本稿は，コンクリートダムの温度規制についての最近の研究動向を中心として，適切な温度規制を行うにあたっての留意点を取りまとめたものである。

2. 温度規制の概要

1) 温度規制の目的と方法

コンクリートは硬化する際にセメントの水和熱によって温度上昇を生じる。コンクリートは熱の不良伝導体であるため，ダムのようなマスコンクリートでは内部に著しい量の熱が蓄積され，これが徐々に冷却収縮していく過程で引張応力が生じ，ひいてはクラックが発生することになる。このようなクラックがコンクリートダム内に発生すると，ダムの一体性が失われ，構造的安定性ないしは貯水機能が損なわれることになりかねない。したがってこのようなクラックの発生を防止する手段が必要となり，その手段が温度規制である。

現在行われている温度規制の考え方は3つに大別される。第1の方法は，コンクリートに蓄えられる熱量を抑制する方法であり，セメントの種類や使用量の制限，打設リフト高や打上り速度の制限，パイプクーリング（1次クーリング）やプレクーリングの利用等がある。第2の方法は，クラックの発生位置をあらかじめ設定しておき，後にこれをなんらかの方法で処理する方法であり，構造的安定性に関するものとしては縦継目とジョイントグラウチング，貯水機能に関するものとしては横継目と止水板が挙げられる。第3の方法は，温度変化が引張応力に転化する割合を抑制する方法であるが，方法論的にはいまだ十分に確立されるまでには至っていない。これには，クリープを考慮してコンクリートを冷却する方法，拘束度が小さくなるようにコンクリートを冷却する方法等が検討されている。

2) 温度規制の歴史

コンクリートダムの温度規制の歴史はその源流をアメリカにみることができる[1]。セメントの水和熱がマスコンクリートにクラックを発生させる原因として認識され始めたのは1920年代のことである。その結果1930年にACI (American Concrete Institute) にマスコンクリート委員会が設置され，マスコンクリートの特性について調査が開始されている。

コンクリートダムの温度規制についての広範な研究が行われその一応の確立をみたのは，USBR (Bureau of Reclamation) のHooverダム (1935) であり，ここで我々が現在行っているパイプクーリングとジョイントグラウチングによるコンクリートダムの施工法が完成されている。なお低熱セメントの使用はこれより1年早く着工したNorris

* 建設省土木研究所ダム部ダム構造研究室主任研究員

ダム (1936) で初めて用いられている。

単位セメント量を減じることがクラックの発生防止に有利であることが認識されたのは TVA (Tennessee Valley Authority) の Hiwassee ダム (1940) であり，ここで従来より不文律とされてきた単位セメント量 223 kg/m³ が 168 kg/m³ に減じられている。さらに USCE (Corps of Engineers) の Pine Flat ダム (1954) では単位セメント量が 140 kg/m³ にまで減じられている。

プレクーリングを最初に実施したダムは USCE の Norfolk ダム (1945) であり，砕氷と冷却した粗骨材が用いられている。その後 USCE の Detroit ダム (1953)，USBR の Glen Canyon ダム(1964)等の大ダムではプレクーリングとパイプクーリングが併用され，特に USCE の Dworshak ダム (1974) では堤高 215 m の重力ダムが縦継目なしに施工されるに至っている。また RCD 工法による USCE の Willow Creek ダム (1983) は，単位セメント量が少ないこと (C=47 kg/m³, F=19 kg/m³) もあって横継目も設けずに施工されている。

我が国で最初にダムコンクリートの温度についての検討が行われたのは小牧ダム (1930) である[4]。また不規則なクラックの発生を防止するために初めて縦継目が設けられたのは塚原ダム (1938) であるが，ここでは人工クーリングは行われていない。また同じくブロック方式を用いた三浦ダム (1941) では，ブロック中央に直径 1.5 m の立坑を設けて熱の逸散を図っている。

冷却プラントを用いて本格的な人工クーリングを行った最初のダムは，プレクーリングとパイプクーリングを行った丸山ダム (1954) とパイプクーリングを行った上椎葉ダム (1955) である。その後プレクーリングは錬平ダム (1956)，永瀬ダム (1957) 等で行われたが，上椎葉ダムでの実績が評価されて以来，我が国ではパイプクーリングが主流になっている。しかし最近では RCD 工法をはじめとしたコンクリートダムの施工技術の合理化の要請から，複雑なパイプクーリングに代わってプレクーリングをはじめとした温度規制方法の見直しが検討され始めている。

3. コンクリートの特性

1) コンクリートの熱特性

温度規制に必要なコンクリートの熱特性としては，断熱温度上昇，比熱，熱伝導率，熱拡散率，熱膨張率が挙げられる。これらの値はコンクリート中のセメントや骨材の種類や量によって変化する。

コンクリートの断熱温度上昇は，単位セメント量 C，セメントの発熱量 Q，コンクリートの密度 ρ，比熱 c により次式で与えられる。

$$\phi_{ad}=\frac{C}{\rho c}Q \qquad (1)$$

上式は一般に次式で近似される。

$$\phi_{ad}(t)=K(1-e^{-\alpha t}) \qquad (2)$$

K や α の値はコンクリートの温度によって変化することが知られている。図-1 は 20°C を基準とした場合の補正値を示したものである[1]。中庸熱セメントを用いたマスコンクリートの場合，K，α の値はおおむね次のとおりである。

$$\left.\begin{aligned} &K(°C)=0.13\sim0.16\times C\ (\mathrm{kg/m^3}) \\ &\alpha=0.6\sim0.8/\mathrm{day} \end{aligned}\right\} \qquad (3)$$

ここに C は単位セメント量である。

コンクリートの比熱は一般に骨材率の増加とともに減少し，熱伝導率，熱拡散率は骨材率の増加とともに増大する。マスコンクリートの比熱 c，熱伝導率 k，熱拡散率 h^2 の値はおおむね次のとおりである[1,4]。

$$\left.\begin{aligned} &c=0.20\sim0.25\ \mathrm{kcal/kg\cdot°C} \\ &k=1.7\sim2.3\ \mathrm{kcal/m\cdot h\cdot °C} \\ &h^2=0.002\,8\sim0.004\,4\ \mathrm{m^2/h} \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

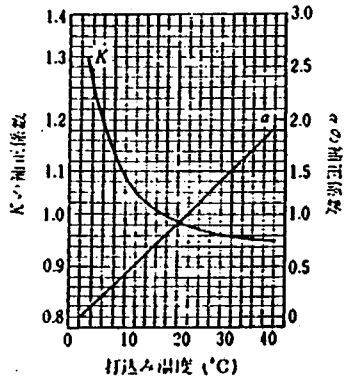


図-1 断熱温度上昇式の打設温度による補正係数[1]

なおこれらの定数の間にはコンクリートの密度 ρ を介して次の関係がある。

$$k=\rho c h^2 \qquad (5)$$

コンクリートの熱膨張率は一般に骨材率の増加とともに減少する。マスコンクリートの熱膨張率はおおむね次のとおりである[1]。

$$\alpha=0.7\sim1.1\times10^{-5}/^\circ C \qquad (6)$$

2) コンクリートの力学特性

温度規制に必要なコンクリートの力学特性には，引張強度，弾性係数，ポアソン比，ひずみ能力，クリープ等がある。

コンクリートの引張強度は一般に圧縮強度の0.07～0.16倍である[10]。図-2によれば，材令28日までのコンクリートの引張強度と圧縮強度の関係は，単位セメント量，骨材の種類によらずよい相関を示している[9]。単位セメント量 150 kg/m³ とした場合，引張強度は材令7日で約10 kgf/cm²，材令28日で約20 kgf/cm² 程度である[9]。

コンクリートの弾性係数も一般に圧縮強度と対応づけられている。ACIは，弾性係数 E と圧縮強度 σ_C の関係を次式で与えている[10]。

$$E(\mathrm{kgf/cm^2})=4\,300\,\rho^{1.5}(\mathrm{t/m^3})\cdot\sqrt{\sigma_C(\mathrm{kgf/cm^2})} \qquad (7)$$

ここに ρ は密度である。また図-3は，材令28日までのコンクリートの弾性係数と圧縮強度の関係を示したものであるが，両者の関係はほぼ直線的になっている[9]。

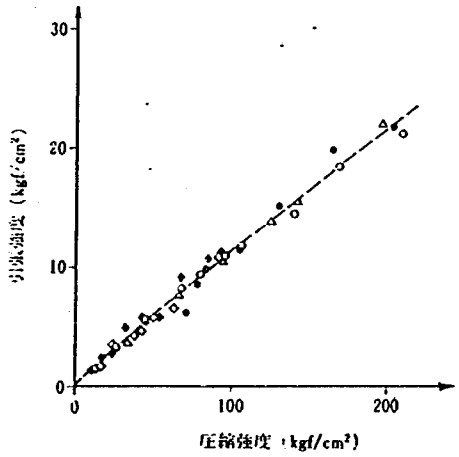


図-2 引張強度と圧縮強度の関係[9]

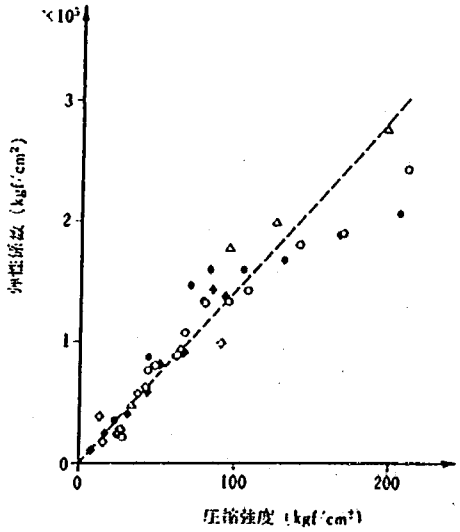


図-3 弾性係数と圧縮強度の関係[9]

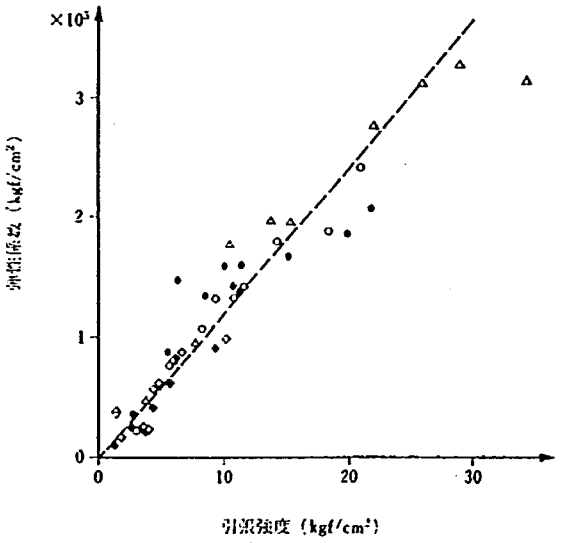


図-4 引張強度と弾性係数の関係[9]

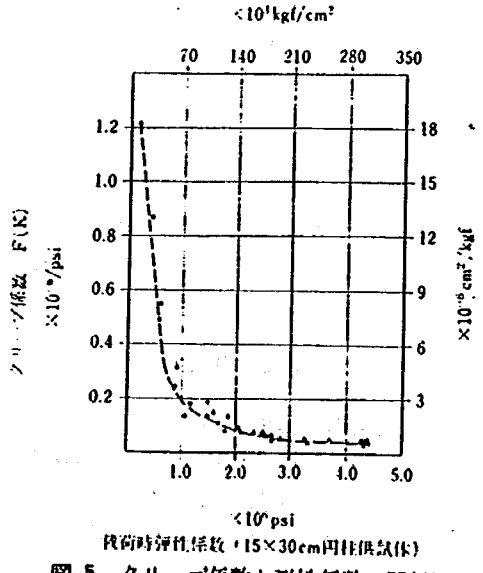


図-5 クリープ係数と弾性係数の関係[9]

コンクリートのポアソン比は 0.16～0.20 程度である。

コンクリートのひずみ能力は引張強度とともにクラックの発生の有無を判断する尺度として用いられる。コンクリートのひずみ能力は後述するクリープによって変化するが，クリープの影響がない場合，その値はおおむね $0.7\sim1.2\times10^{-4}$ 程度である[1]。図-4 は材令 28 日までのコンクリートの引張強度と弾性係数の関係を示したものであるが，両者の比がひずみ能力を表わすものとすれば，ひずみ能力は材令にかかわらずおおむね一定であると考えられる[1]。

コンクリートのクリープは骨材率の増加とともに減少する。USBR では比クリープ（単位応力当たりのクリープ）を次式で定義している[10]。

$$\varepsilon_p=F(K)\ln(t+1) \qquad (8)$$

ここに，K は載荷材令，t は載荷時間，$F(K)$ はクリープ係数である。図-5 によれば，クリープ係数は弾性係数と相関を有している[1]。クリープの効果を近似的に考慮する場合には持続弾性係数が用いられる。材令 K 日に載荷した場合の材令 $K+t$ 日での持続弾性係数は次式で与えられる。

$$E_S=\frac{E(K)}{1+E(K)\cdot F(K)\cdot\ln(t+1)} \qquad (9)$$

ここに，$E(K)$ は材令 K 日での弾性係数である。

3) コンクリートのその他の特性

クラック発生の原因となるコンクリートのその他の特性としては，乾燥収縮と自己成長ひずみが挙げられる。相対湿度 50% のもとでコンクリートの乾燥が進行する速度は，1 か月で 8 cm，10 年で 60 cm といわれている[1]。自己成長ひずみはコンクリートの化学変化に起因するひずみである。自己成長ひずみは一般に材令 30 日までにほぼ収束する。自己成長ひずみは $\pm5\times10^{-5}$ 程度までに及ぶこともある。

4. 温度応力の発生機構

1) 外部拘束による温度応力

すべての材料は温度変化によって体積変化を生じる。そこでこのような体積変化が拘束されると温度応力が発生する。コンクリートの場合，その硬化時の発熱による体積変化は，これが拘束されても，材料の塑性的性質によって大部分が温度応力に転化せずに吸収されてしまうのに対し，温度降下時の収縮は，コンクリートの弾性的性質が十分発揮された後に生じるため，拘束によってその大部分が引張応力に転化される。このためマスコンクリートのように温度上昇量，したがってその後の温度降下量が大きい材料に対しては，温度応力によるクラックの発生の制御が特に重要となってくる。

コンクリートに温度応力を与える要因としては，その硬化時の発熱に起因する温度変化とこれによって生じる体積変化の拘束が挙げられる。そこでまず体積変化の拘束について考えてみる。体積変化の拘束には外部拘束と内部拘束がある。

外部拘束とは，一般に岩盤拘束として理解されているように，コンクリートの体積変化が基礎岩盤やすでに硬化したコンクリートによって拘束される場合をいう。したがって外部拘束は，コンクリートがその最高温度から徐々に冷却されていく場合に問題となる拘束である[4]。

2) 内部拘束による温度応力

外部拘束はコンクリートが徐々に冷却されていく過程で問題となる拘束であるが，内部拘束の発生機構はより複雑であり，コンクリートが温度上昇をしている場合にも，また冷却されていく場合にも問題となる。

内部拘束とは，コンクリートの各部分が異なった温度変化を示す場合にそれによって生じる体積変化の差が互いに自由な変形を拘束し合う場合をいう。したがって内部拘束は，たとえばコンクリートの発熱硬化時にその内部と表面付近の温度上昇に差が生じた場合，また外気によってコンクリートが表面から徐々に冷却される場合などに生じる。またクーリングパイプ周辺の過冷却，リフト間の冷却速度の差によって生じることもある[4]。

内部拘束と外部拘束の差は必ずしも明確に区別できるものではない。たとえばリフト間の冷却速度の差による体積変化の拘束は，内部拘束としてとらえることもできるし，外部拘束としてとらえることもできる。すなわち，内部拘束と外部拘束の差は厳密には温度応力の発生機構の差にあるのではなく，視点の差によるものといえる。

3) 温度応力の求め方

温度応力の解析は有限要素法等を用いて厳密に行うこともできるが，ここでは簡便的な温度応力の算出方法について検討してみよう。いまコンクリートの断面を考えその各点の温度を $\phi(x, y, t)$ とすると，これは，

$$\phi(x, y, t)=\phi_m(t)+\phi_g(x, y, t) \qquad (10)$$

と表わすことができる。ここに ϕ_m は平均温度である。ϕ_m はコンクリート全体の温度を代表しているからこれを外部拘束に関する温度，ϕ_g はコンクリートの各部分の温度差を表わしているからこれを内部拘束に関する温度と考えることができる。いまコンクリートが硬化して，その温度が温度応力に関わる基準点に達したと考えられる時刻を t_0 とすると，その後の温度変化量は

$$\phi(x, y, t)-\phi(x, y, t_0)=\{\phi_m(t)-\phi_m(t_0)\}$$
$$+\{\phi_g(x, y, t)-\phi_g(x, y, t_0)\} \qquad (11)$$

で与えられる（図-6 参照）。第1項の温度変化量から外部拘束による温度応力，第2項の温度変化量から内部拘束による温度応力が求められる。

外部拘束による温度応力を求めるには，一般に外部拘束度を用いる方法が用いられる。この方法は

$$\sigma_E=RE_C\alpha\{\phi_m(t)-\phi_m(t_0)\} \qquad (12)$$

で与えられる。ここに R は外部拘束度，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である。Carlson は外部拘束度 R を次式で与えている[1]。

$$R=\frac{1}{1+(A_CE_C)/(A_FE_F)} \qquad (13)$$

ここに E_C, E_F はコンクリート，基礎岩盤の弾性係数，A_C, A_F はコンクリートの断面積，拘束を与える基礎岩盤の影響面積である。マスコンクリートの場合一般に $A_C/A_F=0.4$ とされているが[1]，厳密にはこの値はコンクリートの断面形状によって変化する。図-7 は有限要素法を用いて外部拘束度を求めた結果である[1]。図によれば，E_C, E_R を一定とした場合，外部拘束度はコンクリートの断面の高さ H と長さ L の比で与えられることがわかる。

内部拘束による温度応力は次の2種類の簡便的方法によってその概略値を求めることができる。第1の近似法は，任意の点での温度応力を

$$\sigma_I=E_C\alpha\{\phi_g(x, y, t)-\phi_g(x, y, t_0)\} \qquad (14)$$

より求める方法である。この方法は，内部拘束を求める断面の厚さがその長さに比べて十分小さい場合に十分な精度をもって温度応力を推定することができる。

第2の近似法は，一般にコンクリートの表面付近に大きな温度変化が生じることを利用したものであり，図-8 のように大きな温度変化を生じる深さに着目して外部拘束と同様な式を適用するものである。この場合，内部拘束による温度応力は次式で求められる。

$$\sigma_I=RE_C\alpha\{\phi_g'(t)-\phi_g'(t_0)\} \qquad (15)$$

ここに R は温度変化を受ける部分の深さ H とブロックの長さ L から定まる拘束度であり，$E_R=E_C$ として図-7 を便宜的に利用すればよい。また ϕ_g' は温度変化を受ける部分の平均的な温度変化量である。

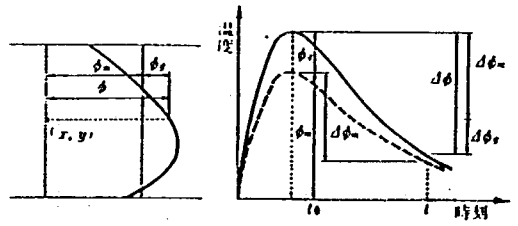


図-6 基準点からの温度変化量

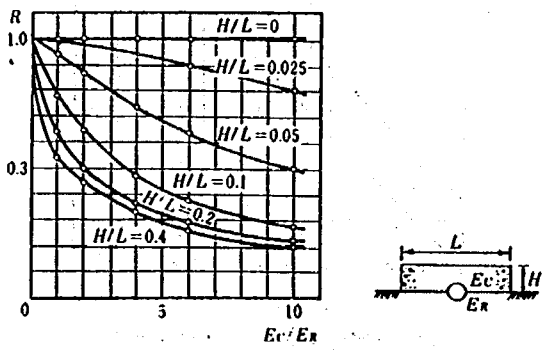


図-7 外部拘束度[1]

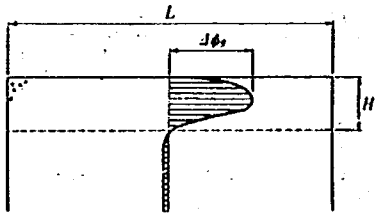


図-8 内部拘束による温度応力の算出法

5. 温度規制の方法

1) マスコンクリートの温度履歴特性

温度規制の方法を述べる前に，マスコンクリートの温度履歴特性について若干整理しておこう。

リフト高——打上り速度が一定であれば，温度上昇量はリフト高に関係しない（図-9 参照）[9),11)]。

クーリング方法——パイプクーリングは最高温度を低下させるとともにその時期を早めさせる。最高温度以後の温度降下は一般に著しい。プレクーリングは最高温度を低下させるが，温度履歴の傾向はクーリングを行わない場合と類似する（図-10 参照）[9),11)]。

打設打止め面——パイプクーリングを行わない場合の打止め面付近の温度降下は表面 2m までの範囲で卓越する（図-11 参照）[11)]。

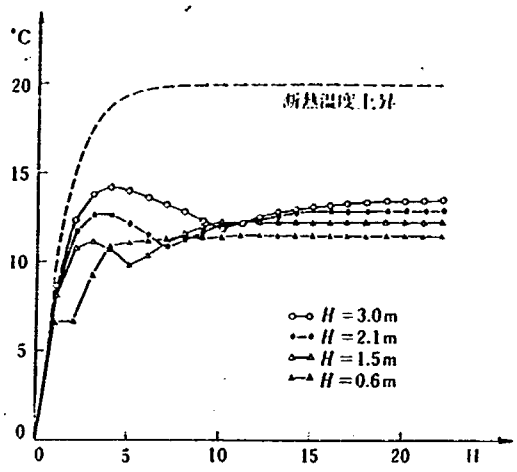


図-9 打上り速度と温度履歴の関係[9),11)]

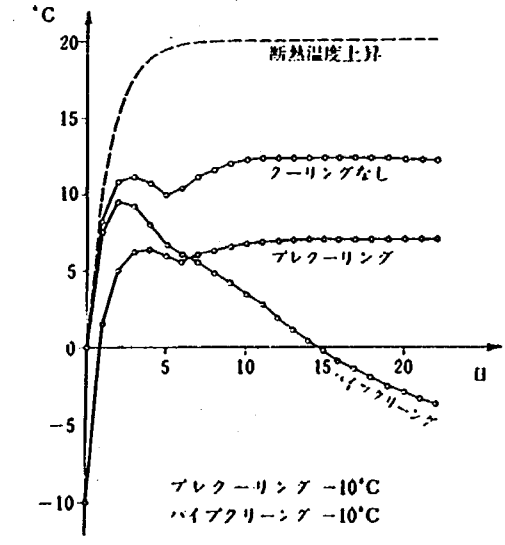


図-10 クーリング方法と温度履歴の関係[9),11)]

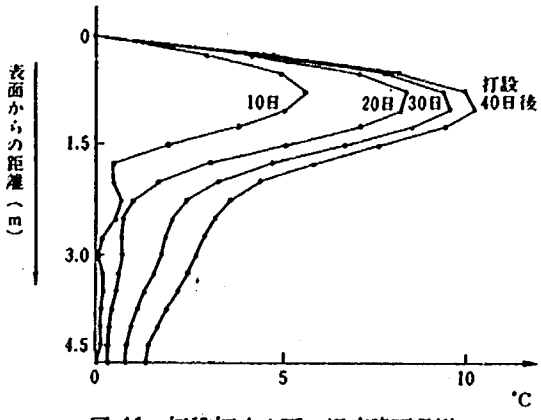


図-11 打設打止め面の温度降下量[11)]

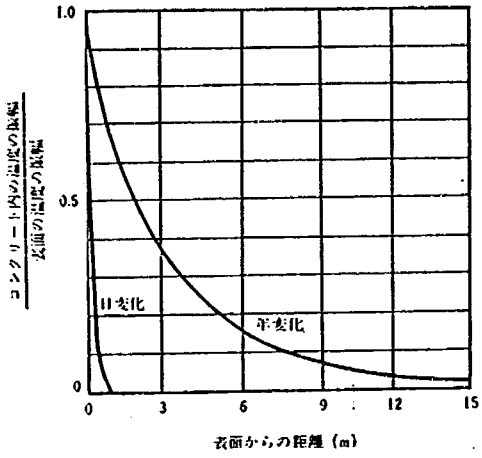


図-12 気温の周期変化の影響[1)]

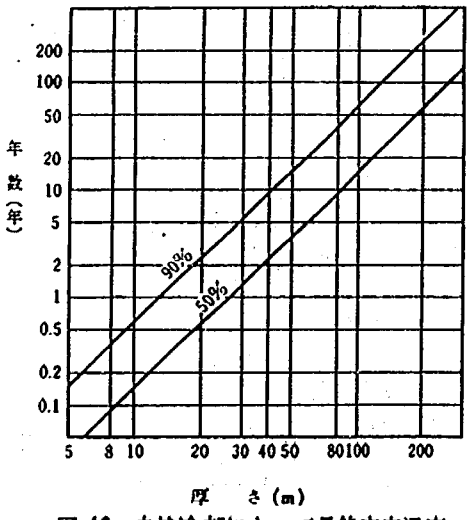


図-13 自然冷却によって最終安定温度に達するまでの年数

気温の変化——気温の日変化は表面 40 cm，年変化は表面 8 m 程度まで影響する（図-12 参照）[1]。

最終安定温度——厚さ 50 m の断面において，50% の熱量が失われるには約 4 年，90% の熱量が失われるには約 15 年を要する（図-13 参照）[1]。

2) 外部拘束に対する温度規制

外部拘束による温度応力は，コンクリートの温度降下による体積変化が基礎岩盤またはすでに硬化したコンクリートによって拘束される場合に生じる。外部拘束によって生じるクラックの発生を防止するには次の方法が考えられる。

① 温度降下量を抑制する方法

② 拘束度を緩和する方法

ダムコンクリートの最終安定温度はダムサイトの気温等の条件によって一義的に定まるから，①の方法においては温度応力の基準温度（一般に最高温度）を規制することが必要となる。このためには，パイプクーリング，プレクーリング，打上り速度の規制等が挙げられるが，一般にはパイプクーリングが利用されている。この場合，最高温度が十分低ければその後の温度降下はどのように生じてもよいが，一般には最高温度はコンクリートが十分に硬化した後の引張強度に対して設定されるため，パイプクーリングによる急冷によって若材令のコンクリートに対してクラックが発生しないように注意しなければならない。またコンクリートが硬化した後にはこれを急冷するよりもクリープを期待してゆっくり冷却する方がよい。従来，1次クーリング期間は1か月と考えるのが一般的であったが，長期間のクーリングを行う場合にはクリープの効果について十分検討しなければならない。USBR では 1 次クーリング期間として 10～16 日を標準とし，また冷却速度を 0.2～0.5°C/day に制限している[1]。また図-5 を用いて試算した場合，拘束度を 1 として 1°C/day で冷却すると約 15 日でクラックが発生することがわかる。

②の方法としてはクリープを利用する方法が一般的である。上に述べた最高温度を経過した後のパイプクーリングもこれを利用した方法である。また最近では，図-7 に示すように，外部拘束度がコンクリートの打上り高さとともに減少することが認識されるようになってきたことから，これを利用し最高温度以降の冷却速度を遅らせることによって外部拘束度を緩和する方法も検討されている。

3) 内部拘束に対する温度規制

内部拘束による温度応力は，コンクリートの各部分の温度が異なった変化を示す場合に生じる。内部拘束によって生じるクラックを防止するには外部拘束と同様な方法が考えられるが，一般にはコンクリートの各部分の温度変化の差を一様にする方法が有効である。

コンクリートの各部分の異なった温度変化は次のような場合に生じる。

① コンクリートの内部の発熱

② コンクリートの表面の冷却

③ 気温の日変化，年変化

①の状態はコンクリートの弾性的特性がいまだ十分に発揮されていない時期であり，一般に問題となることは少ない。②の状態は，コンクリートを一様な速度で打ち上げていけば表面が外気にさらされる期間が少なくなるため，上下流面を除いて問題は回避される。したがって，内部拘束によるクラックを防止するためには一様な速度でコンクリートを打ち上げていくことが重要である。なお上下流面については横継目間隔を 15 m としている限りは問題を生じないようである。③の状態は，図-12 から明らかなように気温の年変化の影響が問題となるが，これは②と同様な状態として取り扱うことができる。

以上のことから，内部拘束が問題となるのは長期間コンクリートの表面が外気にさらされる場合である。この場合，図-8 に示す温度変化を受ける深さ H は一般に気温と露出時間から一義的に定まるから，ブロックの長さ L が長いほどクラックの発生の可能性が高くなるといえる。したがってブロック長が長いほど厳格な温度規制が必要である。

コンクリートの各部分の温度変化の差を緩和するためには次の方法が考えられる。

① 表面付近の温度上昇をあらかじめ抑制しておく方法

② 表面付近の温度降下を抑制する方法

③　表面付近と内部の温度変化を一様にする方法

①の方法としては，外部拘束の抑制と同様にパイプクーリング，プレクーリング等を用いて表面付近の温度上昇を抑えるほか，表面に冷却水を流下させることによって表面付近の温度上昇を抑制する方法が考えられる。なお最高温度に達した以後も冷却を継続して行うとかえって逆効果になることはいうまでもない。また打止め部の数リフトをハーフリフトで打設して温度上昇を抑制する等の方法も一考の必要があろう。

②の方法としては，断熱材，水，砂等を敷くことによって表面の冷却を防止する方法がある。図-11 を用いれば断熱材の容量は 1.2～0.6 kcal/m²·h·°C の熱コンダクタンスが必要である。

③の方法としては，パイプクーリングによって，外気による表面の冷却速度に合わせて内部を冷却する方法が考えられる。しかしこの方法は内部拘束を減じる代わりに外部拘束による温度応力を誘発させるため十分な注意が必要である。

6. 温度規制のための計測

適切な温度規制を行うにあたっては，十分に設計上の配慮を払っておくことが必要であるが，コンクリートの打設に際しては，設計条件を確認するため，打設開始当初に温度計，応力計，ひずみ計，無応力計等を埋設して観測を行うことが望ましい。この際，埋設計器周辺を粒径の大きな粗骨材を除いたコンクリートで埋め戻すと，計器周辺のコンクリートが富配合になる結果，本来測定すべき温度や温度応力を測定できなくなるため，計器埋設に際しては可能な限り通常のコンクリートで埋め戻すような配慮が必要である。なお埋設要領の一例を図-14 に示す。

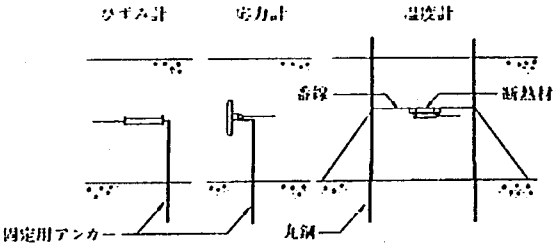


図-14　埋設計器の設置例

7. おわりに

以上コンクリートダムの温度規制法について略述したが，最適な温度規制法を確立するにはいまだ研究すべき点が多く残されていることは否めない。このため当研究室では現場計測を行って温度応力の発生機構について検討を行っているほか，リフトスケジュールを考慮したコンクリートダムの温度応力解析プログラムを作成し理論的解析を行うことを試みている。これらの結果については機会を改めて報告したいと考えている。なお本稿の取りまとめに際してはダム構造研究室長 藤沢侃彦氏にいろいろとご教示いただいた。ここに謝意を表する次第である。

参考文献

1) ACI Committee 207 : Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures, Journal of ACI, 1970-4.
2) Houghton : Determining Tensile Strain Capacity of Mass Concrete, Journal of ACI, 1976-12.
3) ACI Committee 224 : Control of Cracking in Concrete Structures, Journal of ACI, 1972-12.
4) ACI Committee 207 : Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete, 1973-7.
5) USBR : Design of Gravity Dams, 1976.
6) 土木学会編：日本土木史，1965，1973.
7) 塚山隆一：コンクリートの温度上昇とその対策，基礎工，1978-9.
8) 永山・矢沢：コンクリートダムの温度応力解析（I），（II），土木技術資料，1980-7,9.
9) 水野・永山・矢沢：初期材令におけるコンクリートの熱特性と力学特性，土木技術資料，1982-2.
10) Neville（後藤・尾坂訳）：コンクリートの特性，1979.
11) 建設省河川局開発課：コンクリートダムの細部技術，1983.

ISRM congress

(1983 MELBOURNE)

A STUDY ON THE CORRELATION BETWEEN DAM FOUNDATION BEDROCK CLASSIFICATION AND IN SITU SHEARING TEST VALUE

Etude sur la corrélation entre la classification des roches de fondation de barrages et les valeurs des essais de cisaillement in situ

Eine Studie über die Beziehung zwischen der Felsgüte von Staudammgründungen und Ergebnissen von in-situ Scherversuchen

Mitsuaki Mizuno, Tadahiko Fujisawa, and Kozo Saito
Public Works Research Institute, Ministry of Construction

SYNOPSIS

In Japan a bedrock classification method is used to reflect the bedrock mechanical property data obtained from the in situ tests at the design stage. In the present state of the art, however, the results of bedrock tests conducted for the same bedrock classification often vary. This paper analyzes in situ bedrock shearing test data obtained from a number of dam sites in Japan to determine the causes of the variations in the test data and to study the relationships between the bedrock classification of the dam foundation and those strength characteristics. This paper also discusses the procedures for conducting the in situ tests.

RESUME

Au Japon, une méthode de classification des roches utilise les caractéristiques mécaniques des roches. Les données sont obtenues in situ au stade de la conception des travaux. Cependant, jusqu'à présent, les résultats de ces essais. effectués pour une même classification de roche, varient souvent entre eux. Cette communication analyse les données d'essais de cisaillement obtenues in situ à plusieurs emplacements de barrages au Japon afin de préciser les causes des variations des données d'essais et d'étudier les rapports entre la classification de la roche d'une fondation de barrage donnée et les caractéristiques de résistance au cisaillement. On examine également les procédés de réalisation des essais in situ.

ZUSAMMENFASSUNG

In Japan wird eine bestimmte Klassifikationsmethode des Gebirges von Staumauergründungen benützt, in die die mechanischen Eigenschaften des Gründungsfelsens entsprechend den in der Entwurfsphase durchgeführten in-situ Versuchen eingeht. Der gegenwärtige Kenntnisstand ist jedoch noch unbefriedigend, da häufig verschiedenartige in-situ Versuchsergebnisse mit einer gleichen Gebirgsklassifizierungsgüte verbunden sind. In vorliegender Arbeit werden Gebirgsscherversuche an verschiedenen japanischen Dammbaustellen analysiert, um Hintergründe für die Variationen der Versuchsergebnisse zu gewinnen, und um Beziehungen zwischen Gebirgsgüte von Staumauergründungen und Festigkeitscharakteristiken aufzuzeigen. Desweiteren werden Verfahren zur Durchführung der in-situ Versuche diskutiert.

1. INTRODUCTION

In Japan, bedrock is classified according to information obtained by boring, adit observation, so forth, to evaluate the mechanical properties of dam foundation bedrock. The physical properties used to evaluate the mechanical stability of dam foundation bedrock include shear strength and modulus of elasticity.

In Japan, dam foundations are usually classified into several groups according to the bedrock classification method. To improve design accuracy, it is of great importance to improve the correlation between the bedrock classifications and physical properties. At each dam site, in situ tests are made and a review of the bedrock classification and test data is carried out before and after the in situ tests.

Accordingly, the correlation between the bedrock classification and test data is usually good for each dam site. The correlation is not always good between different dams or under different geological conditions, however. Although the bedrock classification is intended as an absolute classification of bedrock independent of geology and petrology, rocks of the same class often show different physical properties where the geography or geology differs.

2. BEDROCK CLASSIFICATION AND IN SITU TEST

2.1 Bedrock Classification for Dam Foundations and Classifying Elements

Dam foundation bedrock is classified into several classes according to combinations of the classfying elements obtained mainly from observations of adits and boring cores at dam sites, and mechanical properties for each classified bedrock are evaluated.

The classifying elements and their combinations are specified in the Geological survey Methods of Dams published by the Rock Mechanics Committee of the Japan Society of Civil Engineers. There are three classifying elements: rock hardness, spacing of fissures, and state of fissures.

Each element has three levels: A, B, and C for hardness; I, II, and III for spacing of fissures; and a,b, and c for the state of fissures depending on the adhesion, presence of inclusions, and so forth. These are combined to obtain four classes (A,B,C and D) in the overall rating. The relationship between the combination of classifying elements and the four classes is clearly defined.

Class C bedrock is subclassified into C_H. C_M and C_L.

In Japan, Class B and C bedrocks are usually used for dam foundations, and bedrock is selected

4. STUDY OF ROCK CLASSIFICATIONS BY GEOLOGICAL ORIGINS AND SHEAR STRENGTH CHARACTERISTICS

Figure 2 shows a replot of Figure 1 according to geological origins and bedrock classification, and it also shows that the rocks of different geological origins have a different range of strength so that they reduce the data variations.

Table 2 Pure shearing strength and angle of internal friction according to the rock classification by geological origins

Rock classification by geological origins		CH τ_0	CH ϕ	CM τ_0	CM ϕ	CL τ_0	CL ϕ
Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks	Mean	18	55	18	54	6	45
	Upper limit	30	45	32	45	13	45
	Lower limit	13	45	8	45	3	45
Regional metamorphic rocks	Mean	28	58	12	50	5	47
	Upper limit	38	45	27	45	8	45
	Lower limit	17	45	4	45	3	45
Igneous plutonic rocks	Mean	20	61	18	57	10	57
	Upper limit	48	61	42	45	30	61
	Lower limit	24	45	18	45	9	45
Igneous volcanic rocks	Mean	23	53	15	54	6	54
	Upper limit	48	45	28	45	15	45
	Lower limit	16	45	13	45	3	45
Igneous sedimentary rocks (tuff and the like)	Mean	27	58	13	56		
	Upper limit	40	45	26	45		
	Lower limit	23	45	18	45		
General average		28-18	60-54	18-10	57-50	10-6	57-45

Fig. 2.1 Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks

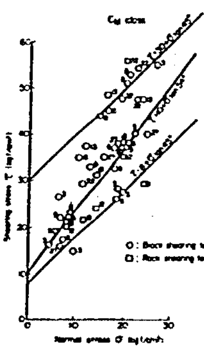


Fig. 2.2 Metamorphic rocks

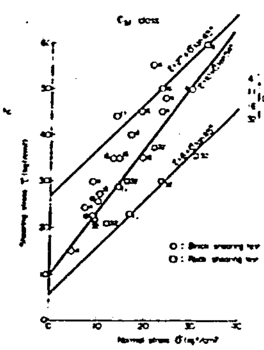


Fig. 2.4 Igneous volcanic rocks

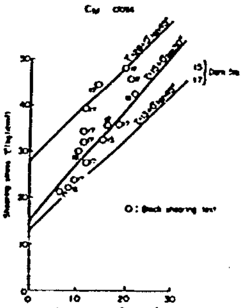
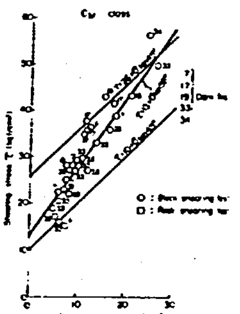


Fig. 2.5 Green tuff sedimentary rocks



Mohr's-Coulomb theory was applied to figures and the shear strength (τ_0) and the angle of internal friction (ϕ) were obtained as listed in Table 2. In addition to mean values, envelopes are drawn for the upper and lower limits except the singular points.

It is found that, for each geological classification, there is correspondence between the bedrock classification and shearing strength. According to Figure 2, however, Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks, metamorphic rocks and plutonic rocks seem to have a large variatior even in the same bedrock classification. The causes of this variation were studied.

The factors of variation to be considered are as follows.

(1) As there was no significant geological difference in the bedrocks, classification was difficult

(2) Differences in test methods.

(3) Effects of the direction of the fissure prevalent in the bedrock against the shearing direction.

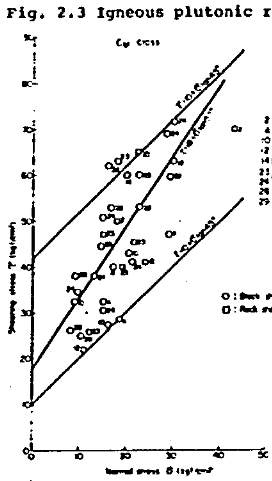
The Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks, metamorphic rocks and plutonic rocks were examined with respect to the three above factors.

As regards factor (1), bedrock whose lower limit of τ_0 largely overlaps with the upper limit of τ_0 of those bedrocks which come a class lower are considered to be difficult to tell apart from the latter.

(See Table 2)

The rocks showing the largest overlap are plutonic rocks, most of which consists of granite, and the large dispersion may be due to the lack of clear difference in the rock hardness and the weathering of fissures. As regards factor (2), two shearing test methods are available: The block shearing test method in which the bedrock is tested via a concrete block placed upon it, and the rock shearing test method in which a block is cut out of the bedrock, shaped and

Fig. 2.3 Igneous plutonic rocks



according to the height of a dam to be constructed.

2.2 In Situ Bedrock Shearing Tests

The in situ bedrocks shearing tests are divided into a block shearing test and rock shearing test (both being practiced in Japan) according to the Guidelines and Exposition for in Situ Bedrock Shearing Tests published by the Japan Society of Civil Engineers in 1979.

The test data discussed in this paper was obtained according to the test methods specified in the Guidelines.

3. RELATIONSHIPS BETWEEN GEOLOGY, BEDROCK CLASSIFICATION, AND MECHANICAL PROPERTIES

3.1 Processing and St dying In Situ Test Data

A considerable number of shear strength test data on C_H, C_M, and C_L bedrocks of recently built concrete dams were processed.

From the in situ test data, a stress VS displacement curve was obtained, and the physical properties of classified bedrocks were determined.

3.2 Necessity of Geological Classification Study

The shearing failure points obtained from the shearing stress VS displacement curve were plotted on the shear strength VS normal stress curve for each bedrock classification to produce Figure 1.

Figure 1 shows the distribution of shear strengths assuming the angle of internal friction to be 45°. Figure 1 shows that the shear strength is greater in the upper class of bedrocks than that in the lower class. As the variations are generally widely spread, it is not proper to marshal the data based on arithmetic mean values. For this reason, the bedrock classification VS shear strength relation ship was studied from the standpoint of geological origins having common features in the physical properties of rock-forming minerals, state and characteristics of fissures, and so forth.

The geology of foundation bedrocks for dams recently built in Japan is classified by origins as follows:

Sedimentary rock - Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks
- Volcanic sedimentary rocks

Igneous rock - Plutonic rocks
- Volcanic rocks

Regional metamorphic rocks

Table 1 gives a geological classification of the sites where the in situ test data for dam foundation bedrock was collected.

Table 1 Dam site and rock classification of geological origins

Dam No.	Type	Height (m)	Name of rock
1 Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks			
1.	G	100	Sandstone, slate, chert
5.	G	140	Sandstone, slate
6.	G	94	Schalstein
8.	G	140	Schalstein, sandstone, slate
9.	A	107.5	Sandstone, slate, alternation of slate and sandstone strata
12.	G	120	Slate, chert
13.	G	86	Sandstone, slate
22.	G	112	Slate, sandstone, alternation
23.	G	75	Slate, sandstone and alternation of slate and sandstone strata
29.	G	52.5	Sandstone
2 Regional metamorphic rocks			
11.	G	78	Sandy schist, black schist
14.	G	117	Crystalline schist
15.	G	86	Phyllite (slate-like)
24.	G	82.5	Phyllite (schalstein-like)
31.	G	104	Black schist
25.	AG	111	Metamorphic rocks
32.	G	88	Crystalline schist
4.	A	127	Gneiss
3 Igneous plutonic rocks			
1.	G	35	Gneiss-like quartz diorite
3.	A	108	Two-mica granite
4.	A	127	Porphyrite, granite, diabase
10.	G	87	Hornblende black mica granite
12.	G	120	Porphyrite
16.	G	107	Black mica granite
21.	G	97	Quartz diorite
23.	G	84.9	Black mica granite
26.	A	155	Black mica granite
28.	G	72	Granite
29.	AG	111	Peridotite
4 Igneous volcanic rocks			
15.	G	78	Rhyolite
17.	G	108	Basalt
18.	G	112.5	Dacite, quartz porphyry
19.	G	94.5	Basalt
35.	G	55.5	Pyroxene andesite
20.	G	115	Andesite
5 Igneous sedimentary rocks (after the Neogene)			
7.	A	140	Tuff breccia
17.	G	108	Tuff breccia
19.	G	94.5	Tuff breccia
30.	G	115	Tuff breccia
33.	G	65	Tuff breccia
34.	G	155	Igneous gravel tuff

A: Arch dam, G: Gravity dam

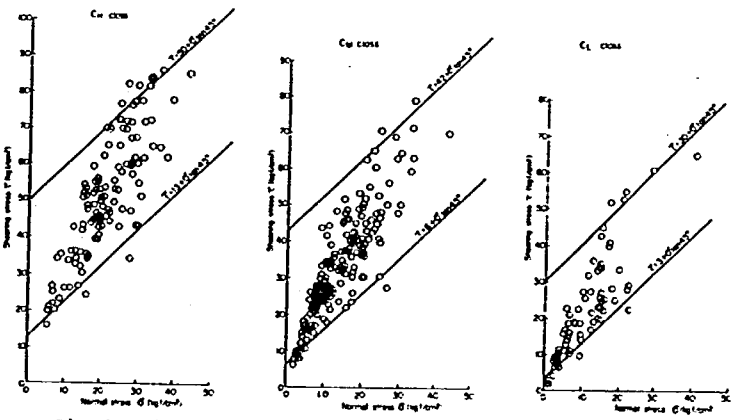


Fig. 1 Relationship between shearing strength and normal stress

directly tested. Both methods are widely used. Figure 2 shows the test data plotted for two test methods. According to Figure 2 there is no definite difference in the results by each methods. As regards factor (3), the spacing of fissures and the weathering of fissures are used for classification. These include the standardization of bedrock classification method. Among Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks with fissures, slate often have the prevalent in the direction of the fissures. In the metamorphic rocks, many of schists and phyllites show similar schistosity. In addition, they vary greatly in shearing strength.

Taken altogether, it is inferred that in addition to the above-mentioned classifying element, the direction of fissure against the shearing direction has an influence on the shearing strength. For this reason the direction of the fissure and schistosity of the Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks and metamorphic rocks against the shearing direction was read from the observed diagram of failured plane, and was classified into five major categories (figure 3) and plotted as shown in Figure 4. Figure 4, shows that the sedimentary rocks with fissures at nearly right angles with shearing direction or intact rocks have a larger shearing strength, and that those with fissures nearly parallel to the shearing direction have a smaller shearing strength. The metamorphic rocks sometimes show almost the same tendency as the sedimentary rocks; but some rocks with fissures at nearly right angles with the shearing direction show a small value. This is probably be due to the fact that the schists are liable to separate parallel to the schistosity even when the fissures are at nearly right angles with the acting load.

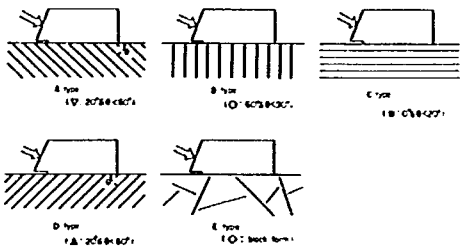


Fig. 3 Models showing fissure angles

4.1 Palaeozoic and Mesozoic sedimentary rocks (C_M class)

4.2 Metamorphic rocks (C_M class)

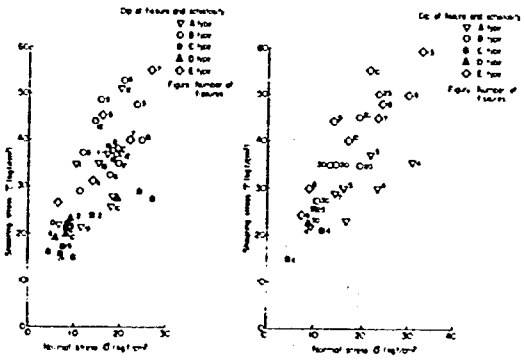


Fig. 4 Relationship between fissures, shistosity, and rock strength

5. SUMMARY

The bedrock classification method practiced in Japan is based on observation of adit walls and boring core samples. Namely, it is based on combination of qualitative elements, and is prone to errors due to differences in personal evaluations. So far as the surveyed data is concerned, the mechanical properties generally coincide with the bedrock classification. As they correspond to the classification of rocks by geological origins, it is possible to correlate the bedrock classification with the shearing strength in some degree. Rocks such as slate and metamorphic rocks show large variation in test values even within the same class of the same rock type.

The shearing strength of these rocks is, in many cases, influenced by the prevalent direction of the fissures in the rock against the direction of the acting load. It was found that rocks with fissures at nearly right angles with the direction of the acting load have a higher shearing strength than those with fissures are almost parallel to the direction of the acting load.

Accordingly, these kinds of bedrock should be evaluated after close observation of the predominant directions of fissures and joints and by the direction of the acting load.

If rocks of the same class show a large variety in test values, shear failured plane may have the different class of bedrock.

In such an event, the bedrock classification should be reviewed.

References

1) No. 3 Technical Group, Rock Mechanics Committee, Japan Society of Civil Engineers: "A Survey Report on the Deformation and Shearing Characteristecs of Rocks", Journal of the Japan Society of Civil Engineers, Vol. 57, No. 9, 1972.

2) The Japan Society of Civil Engineers, "Classification of Dam Foundation Bedrock (Geolocial Survey of Dam Sites)", September 1977.

3) No. 3 Technical Group, Rock Mechanics Committee, Japan Society of Civil Engineers: "In situ Bedrock Shearing Tests- Guidelines and Exposition", March 1979.

4) No. 3 Technical Group, Rock Mechanics Committee, Japan Society of Civil Engineers: "In situ Bedrock Deformation Tests - Guidelines and Exposition", January 1981.

研究報告並びに発表論文
概要集（第二集）

ISSN　　号
土研資料第 2013 号
昭和58年 8 月(1983)
ダム構造研究室室員

キーワード：コンクリートダム，基礎岩盤，安定解析，
FEM 2 次元弾性計算，基礎処理

No.

配布先氏名

配布先住所

郵便はがき

四十円切手をはって下さい

305-□□

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.

土木研究所資料第2013号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印