

フィルダム監査廊の設計と施工に関する考察

大根 義男・小川 喜信

Some Considerations on Design and Construction of Inspection Gallery in Fill Dams

Yoshio OHNE and Yoshinobu OGAWA

フィルダムの建設において、基礎岩盤の支持力が比較的小さい場合は、ダム建設中あるいは建設後の外力の作用によって、監査廊周辺に局部的な変形や破壊の起こることがある。そしてこの部分は貯水時において水道となり、パイピングやハイドロリックフラクチャーなどの誘因となることがある。本報告は、有限要素法を用いて監査廊および岩盤からなるモデルの応力解析を行ない、この結果を基に監査廊の合理的な設計、施工方法に関する論議を行なったものである。

1. はじめに

近年、コンクリートダムに代わってフィルダムの建設が盛んに行なわれている。フィルダムの基礎地盤として要求される条件としては、

- 1) 所要の止水性を有すること。
- 2) 静的・動的外力が作用した場合、支持力や変形が許容値以内にあること。

などである。

従来建設されたフィルダムは比較的小型であったことあるいは大型ダムの場合は比較的堅固な基礎地盤に限定してその建設を行なったなどにより、基礎地盤の変形に起因する安定性についてはあまり問題とならなかった。

しかし、最近では大型ダムでも比較的 support 力の小さい、いわゆる外力の作用に対して変形しやすい岩盤上に建設される傾向にある。このような場合、ダム建設中あるいは建設後の外力の作用によって、基礎岩盤が変形し、これが漏水などの誘因となり、ダムの安定に対して好ましくない事態を招くことがある。この対策として、すなわちダム完成後においても堤体の補修作業が比較的容易に行ない得るように監査廊の設けられるケースが多くなった。

しかし、このことは基礎地盤内に剛性の極端に異なるコンクリート連続構造物が建設されることになり、したがって、基礎岩盤が外力によって変形した場合、あるいは地震時において好ましくない事態を招く恐れがあるのではないかと考えられる。

このため、本文においては、有限要素法を用いることによって監査廊および岩盤からなるモデルの応力変形解析を行ない、監査廊およびその周辺岩盤に発生する応力値等を求めこれを基に監査廊の合理的な設計、施工方法

に関する一般的論議を行なったものである。

2. 解析方法

監査廊上に作用する荷重条件および監査廊断面の形状寸法等は、現在建設中の静岡県都田川農地防災ダムを想定している。このダムは堤長170m、堤高55mの中心コア型ロックフィルダムであり、この横断および縦断面の形状概要はそれぞれ図-1および図-2に示すとおりである¹⁾。

監査廊上に作用する荷重強度は、盛土される堤体 ($H=55.0\text{m}$) の横断面 (図-1) を Duncan の方法²⁾ によって段階載荷方式により非線形解析 (要素数 395, 節点数 238) を行なって求めたが、監査廊に作用する直接強度としては、この2および3倍の2種について検討した (ただし、監査廊の設計荷重は $2P_y$ とした)。この値は過去監査廊の直上貫用土圧 (γH ; γ は土の単位体積重量, H は土柱高) の2~3倍の応力集中が観測されたという報告に従ったものである³⁾。

本解析に用いる監査廊および岩盤からなる解析モデルは、監査廊中心線を境に左右対称と見なして、その右側半断面だけを扱うこととし、図-3に示すとおりその境界条件は両端ローラー支持、下端固定とした。本解析は二次元平面ひずみによる弾性解析とした。

監査廊および岩盤の解析は、まず岩盤の荷重のみで変形を起こさせ、次に監査廊打設および上述の上載荷重によって新たに全体が変形する方式とした。

監査廊と岩盤の弾性係数の相違による不連続性の変形に対しては、図に示すように、そのコンタクト部に対しジョイント的な要素を設けた。

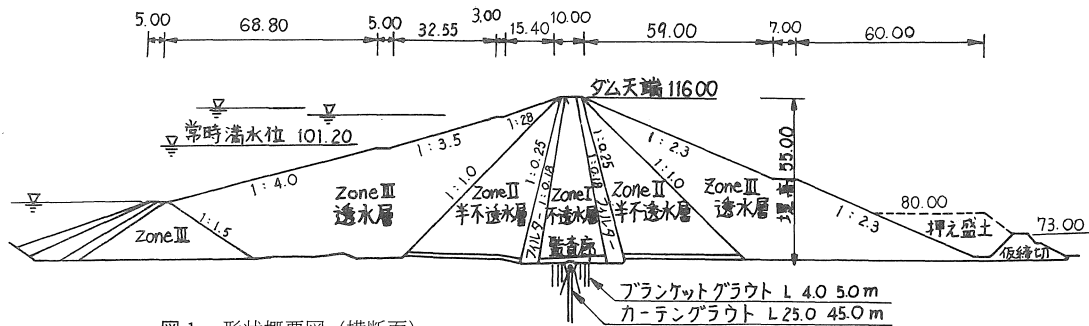


図 1 形状概要図 (横断面)

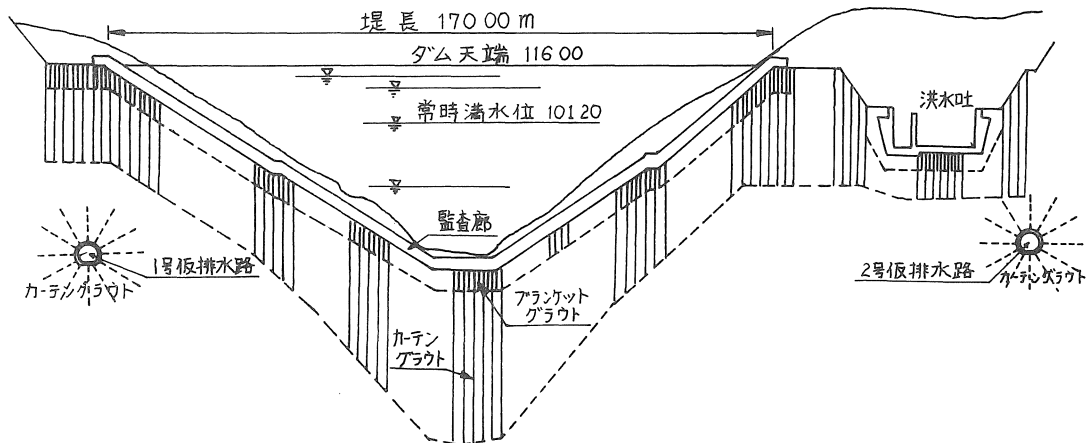


図 2 形状概要図 (縦断面)

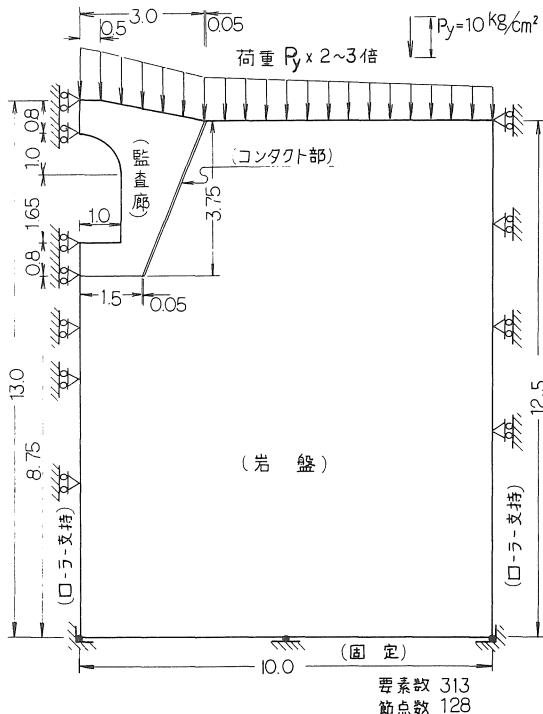


図 3 解析モデル

表 1 監査廊および岩盤の弾性定数

	監査廊			コンタクト部 (接触面方向)			岩 盤		
	弾性率 E (kg/cm²)	ポアソン比 ν	単位重量 γ (t/m³)	E	ν	γ	E	ν	γ
CASE-1	2×10 ⁵	0.20	2.40	3×10 ⁴	0.25	2.75	3×10 ⁴	0.25	2.75
CASE-2	〃	〃	〃	3×10 ³	〃	〃	〃	〃	〃
CASE-3	〃	〃	〃	1×10 ²	〃	〃	〃	〃	〃
CASE-4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1×10 ⁴	〃	〃

表 2 解析パラメータ

パラメータ	n	c	φ	K	n	Rr	D	G	F
盛填材料 (t/m³)	(t/m³)	(kg/cm²)	(°)	(kg/cm²)					
コア材 (ゾーンI)	1.90	0.35	23°25'	218	0.513	0.922	-	0.47	-
トランジション材 (ゾーンII)	2.04	1.05	18°26'	375	0.234	0.791	-	0.536	-
ロック材 (ゾーンIII)	2.04	0.82	41°08'	1002	0.148	0.773	9.86	0.519	0.282
フィルター*	1.94	0.0	37°00'	974	0.298	0.729	10.19	0.077	0.077

但し *印は「岩屋ダム工事誌」(中電, 水資源公団)

本解析に用いた弾性定数は表-1 に示すとおりである。

3. 解析結果

表-2 は, 本ダムを有限要素法で非線形解析する際に採用した諸パラメータの数値である (図-1 参照)。フィルターを除いた各築堤材料の諸数値は, これらの材料の三軸圧縮試験 (非圧密・非排水条件) 結果を基に決定し

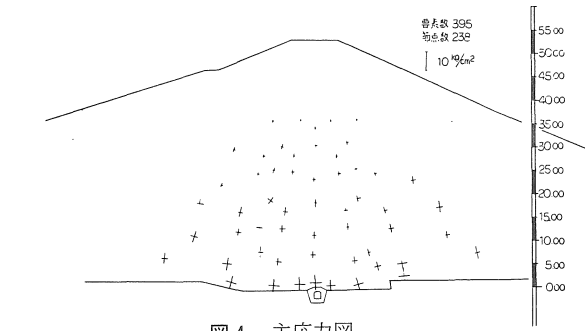


図4 主応力図

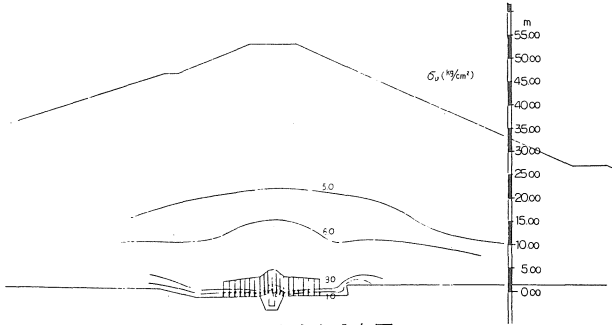


図5 鉛直応力分布図

たものであるが、フィルター材に関する諸数値についてはデータ不足のため、岩屋ダムの非線形解析に採用された値を用いることとして表-2に示した。³⁾

図-4, 5は、本ダムをその横断面で非線形解析した結果であり、それぞれ盛土完成直後の堤体内応力分布を示している。図-4は主応力分布を描いたものであり、この図は各点に発生する主応力の大きさとその方向を示す。図-5はこの場合の鉛直応力の分布を表わすものである（なお、図-3中に示した荷重分布は、本図を基に描いたものである）。以上に示す解析結果は、この荷重分布の3倍の荷重を解析モデルに作用させた場合の出力結果を描いたものであるが、これらの結果は2倍の荷重で出力した場合とほぼ比例関係にあることから、同図において同時に2倍の荷重が読み取れる縮尺(Py×2倍)を各図に明示している。

図-6, 7は、各場合での監査廊および岩盤の表面沈下量の違いが読み取れるように、モデルの変形前後の変位図を描いたものである。図-6は岩盤の弾性係数Eが異なる場合のモデルの沈下量の違いを比較するものである。図中の鎖線は岩盤のE値が $E = 3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の場合（表-1のケース-1~3）の変位図を、また一点破線は岩盤 $E = 1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ （ケース-4）とした場合のそれを示している。例えば、前述したように先に求めた荷重分布の2倍の荷重が作用した場合の監査廊天端の中央点の沈下量は、前者で約0.7cm、後者で約2.0cmとなることわかる。図-7は岩盤のEを一定値（ $3 \times$

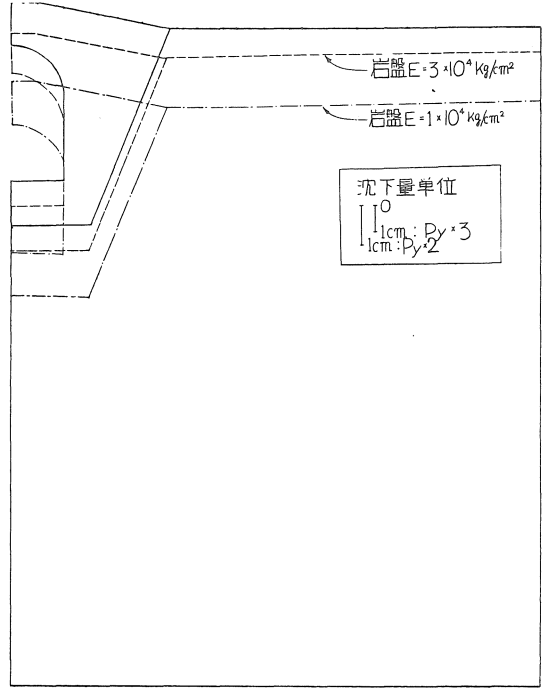


図6 変位図(岩盤の弾性率Eの違いによる)

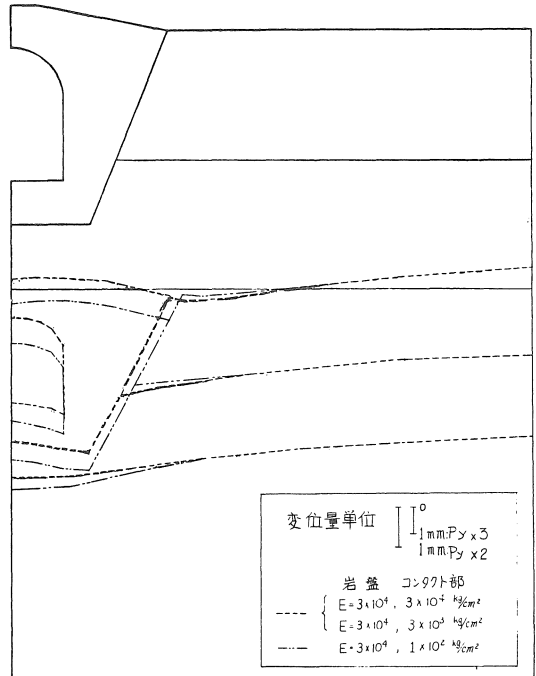


図7 変位図(コンタクト部の弾性率Eの違いによる)

10^4 kg/cm^2)とし、コンタクト部のこれに沿う上下方向のEを変えた場合（ただし、これに垂直な方向のEは、常に岩盤のEに等しいものとする）のモデルの沈下量の違いを比較したものである。この図における水平変位量

は、図を複雑にする理由から無視している。図からコンタクト部 $E = 3 \times 10^4, 3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ (ケース-1, 2) の変位量はオーダー的に一致し、これらの変位図は図中の鎖線に代表される。これに対し、 E の小さい $1 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ (ケース-3) の場合の監査廊は、その沈下量が比較的大きく、クサビのように岩盤に入り込んだ変位の見られることがわかる。

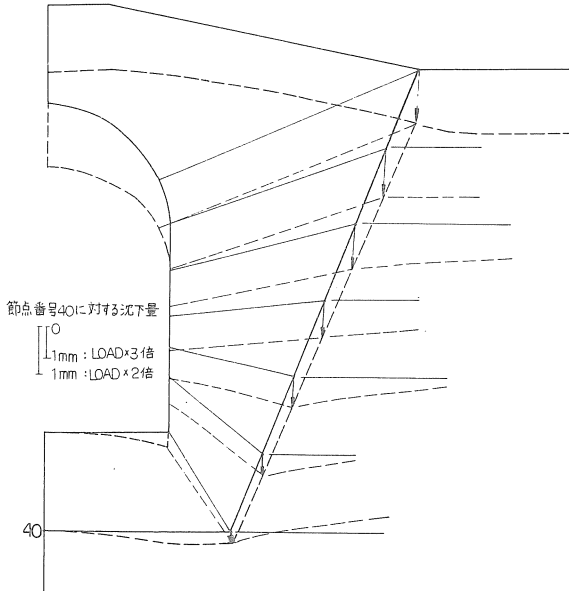


図 8 相対変位図 (CASE-1)

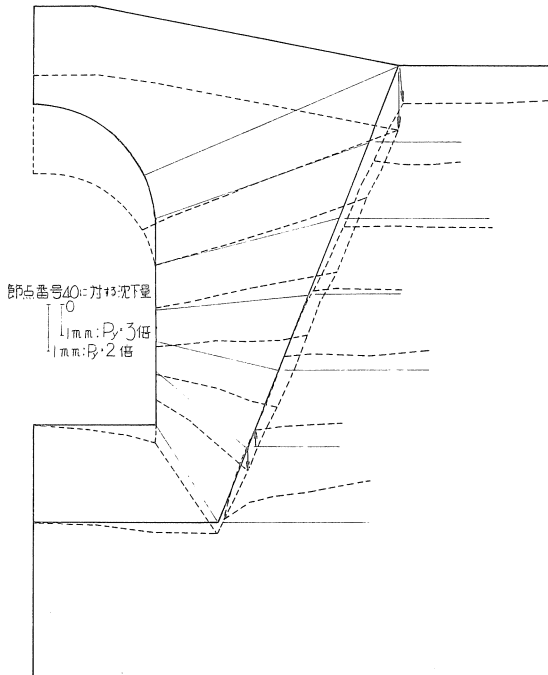


図 9 相対変位図 (CASE-3)

図-8, 9 は、監査廊の変形量およびこれに対する周辺岩盤の変形状況を示す目的で、変形前後の図を節点番号40の点に一致させて描いたものである。これらの図は図-7におけるケース-1と3の場合を示すものである。両図を比較することにより、コンタクト部の E がかなり小さくなると、監査廊の変形量は岩盤のそれとは別の変形を示すことがわかる。

図-10, 11, 12は、監査廊およびその周辺岩盤に発生する主応力分布を描いたものであり、これらはコンタクト部の E の値をそれぞれ $3 \times 10^4, 3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ および $1 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ とした場合のものである (ケース-1~3)。図中の矢印は主応力の引張の場合を示すために付記したものである。これらの図から、コンタクト部の E が小さくなるに従って、監査廊の部分では中底部に、また岩盤では図中に示すAの部分に応力集中の起ることがわかる。また、これらの各場合の最大せん断応力の分布状態を示したのが、それぞれ図-13, 14, 15でありこれらの図からも前述と同様、応力集中の傾向が明瞭に現われる。

図-16, 17は、岩盤の E が $1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の支持力の小さい場合 (ケース-4) の主応力分布と最大せん断応力 τ_{\max} の分布を示したものである。これらの図を図-12, 15 (ケース-3) と比較することから、岩盤の支持力が小さくなるに従って、前述のような応力集中が一層激しくなることがわかる。

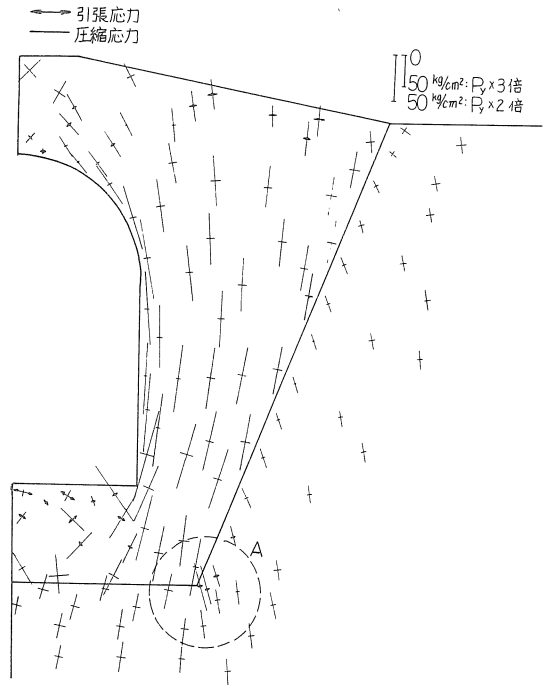


図10 主応力図 (CASE-1)

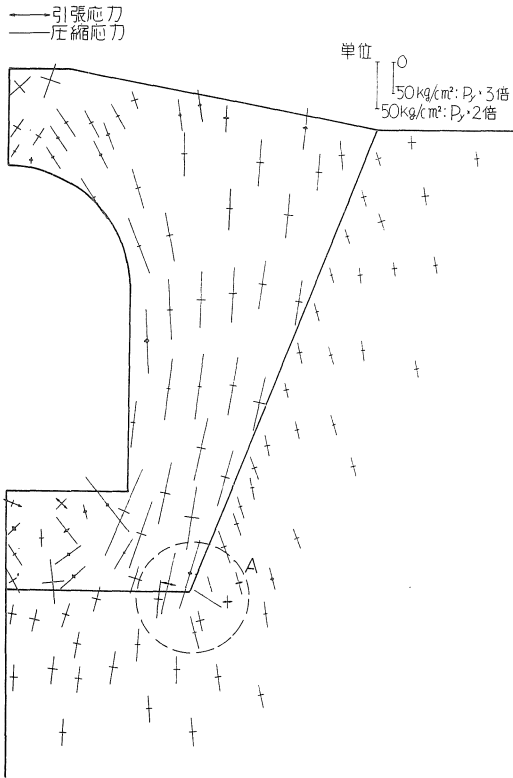


図11 主応力図 (CASE-2)

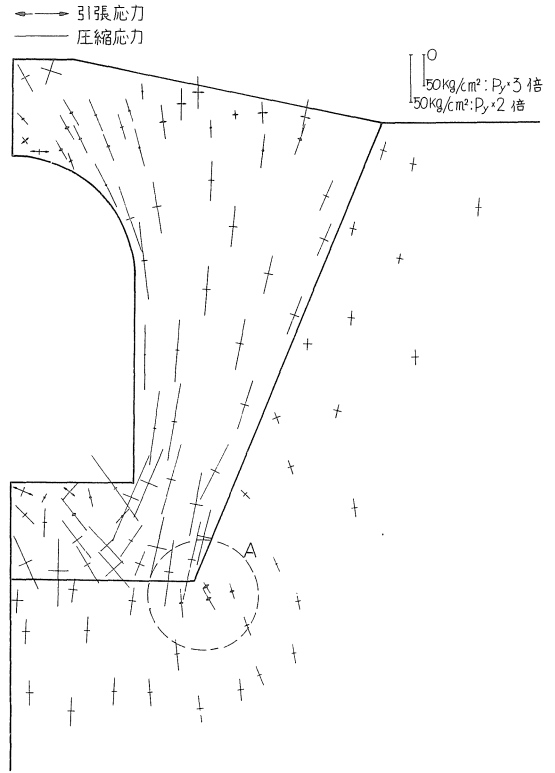


図12 主応力図 (CASE-3)

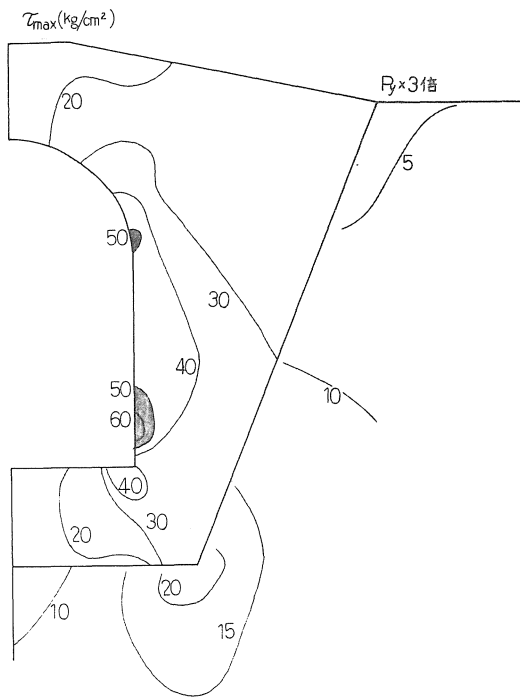


図13 最大せん断応力分布図 (CASE-1)

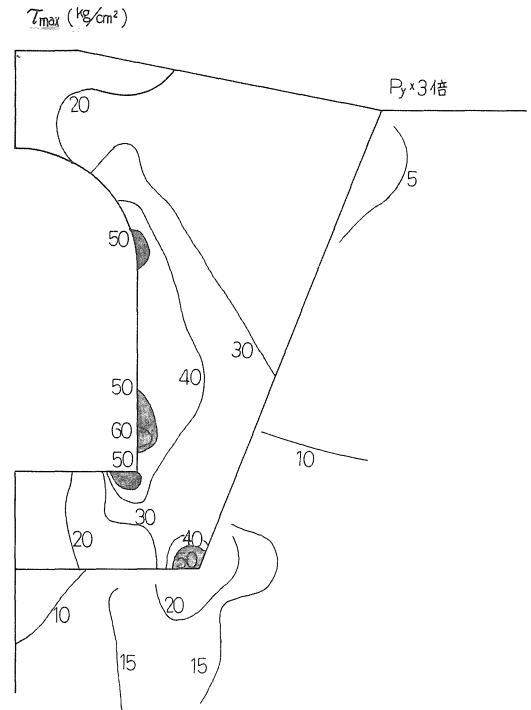


図14 最大せん断応力分布図 (CASE-2)

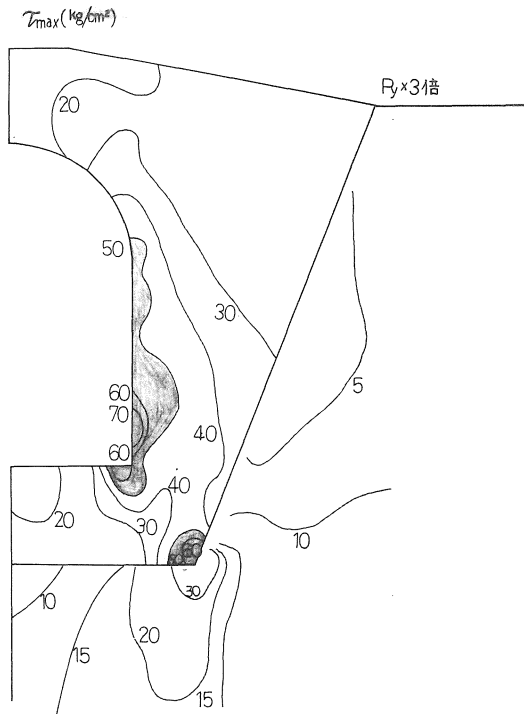


図15 最大セクション断応力分布図 (CASE-3)

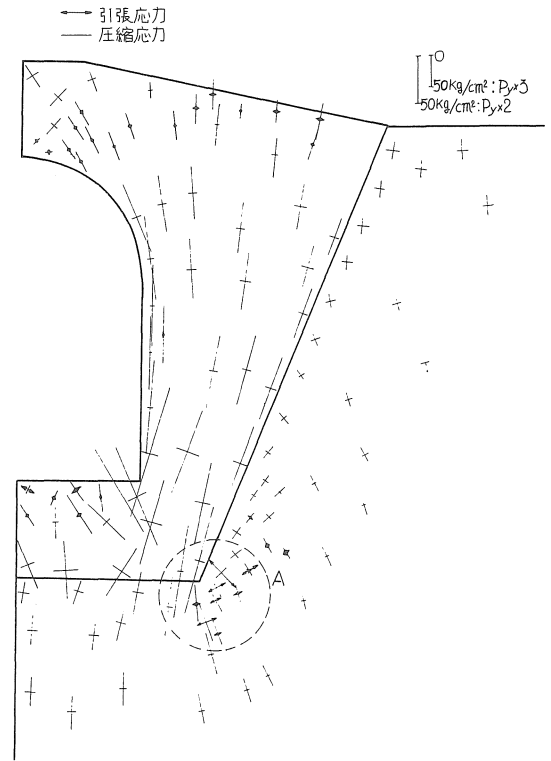


図16 主応力図 (CASE-4)

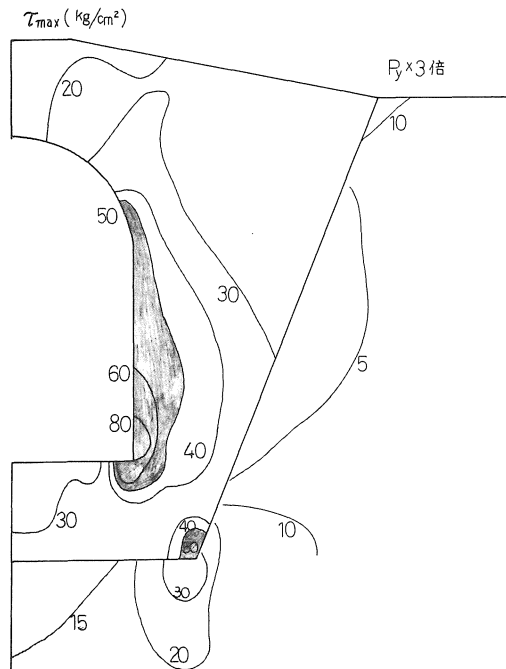


図17 最大セクション断応力分布図 (CASE-4)

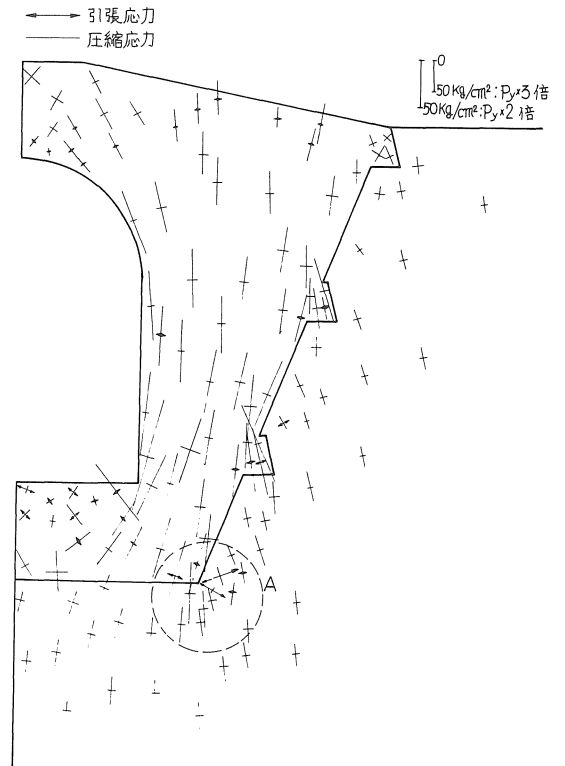


図18 主応力図 (CASE-2)

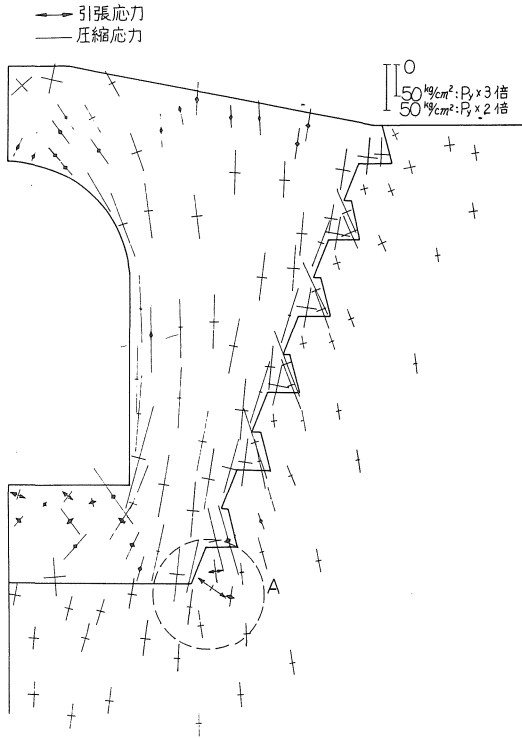


図19 主応力図 (CASE-2)

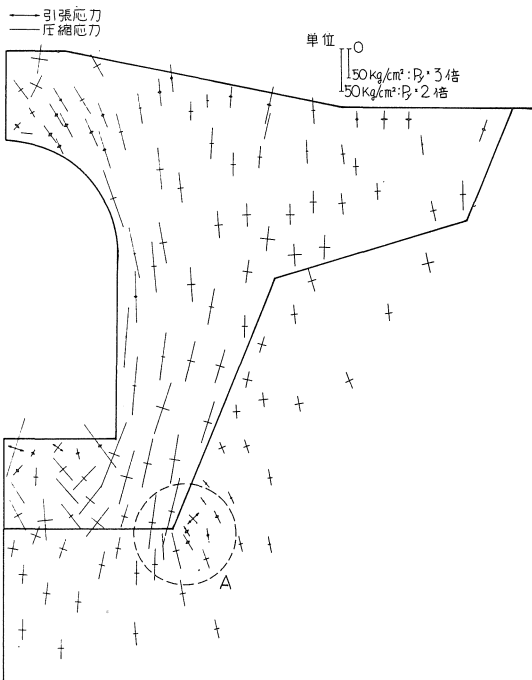


図20 主応力図 (CASE-3)

図-18, 19は、ケース-2において監査廊の施工される岩盤面に凹凸がそれぞれ3ヶ所および6ヶ所設けた場合の主応力分布を示したものである。いずれの場合も監査

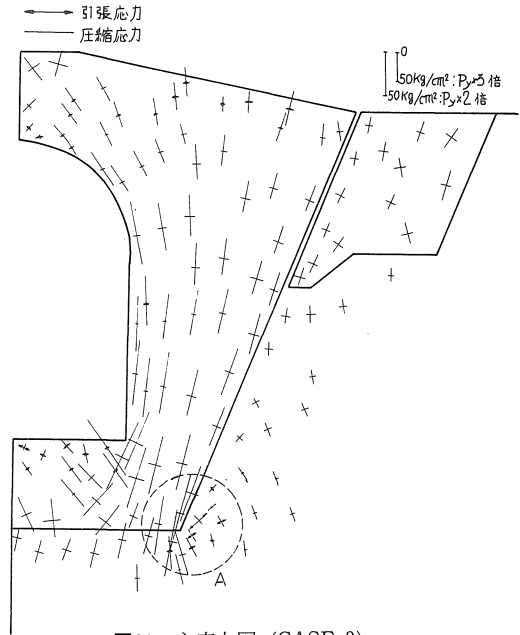


図21 主応力図 (CASE-3)

廊および岩盤の凹凸部において局所的な応力集中が起こるが、この種の現象は監査廊の施工においては岩盤部のスムーズな掘削が一時に困難であることから常に予定されることである。

図-20, 21は、ケース-3において、上記と同様に岩盤面に大きな凹部の存在を仮定した場合の主応力の分布を示したものである。すなわち、図-20は監査廊が岩盤の凹に対して片持梁状に連続する場合を仮定したものでまた図-21は、コンクリート凸部が片持梁の部分を取り離した場合の応力状態を示したものである。前者の場合当然のことながら、かなりの応力集中および引張応力が起こっているのに対し、後者の場合は図-12の結果と同様、この種の応力の発生が見られない。

4. 考察

フィルダムの監査廊は通常、岩盤を掘削して設けることになる。岩盤を掘削する場合、岩質によってその規模に差があるが、掘削面は凹凸状となるであろう。この種の凹凸は監査廊の施工に際して、コンクリートで必然的に填充されることになり、したがって、監査廊と岩盤とは完全に密着することになる。このため、十分堅固な岩盤では監査廊に堤体荷重が作用した場合、監査廊と岩盤とが一体構造として挙動し、外力は監査廊を通して岩盤内に適当に分散されることになり(図-8, 10, 13は岩盤と監査廊との接着面に変位を許さない、いわゆる一体構造としての解析結果である)、監査廊を経済的な断面とすることができる。

これに対し、軟岩などのように支持力が比較的小さく外力に対して変形し易い岩盤内に監査廊を設ける場合は堤体荷重によって両者は別々に変形し、挙動することになる。

そしてこの種の変形は図-18,19,20の解析結果に見られるように、岩盤および監査廊の凹凸部に応力をもたらし、岩盤部のゆるみや破壊の誘因となるであろう。また、このようなゆるみや破壊現象が起これば、監査廊を通じて岩盤内に分散されるべきはずの外力は図-11,12,21に示したように、すべて監査廊とその底部岩盤に集中して作用することになり、監査廊を破壊に至らしめることになる。

過去、欧米諸国で、フィルダムに設けた監査廊において、亀裂など事故の発生した例も少なくないが、これらの大多数は上記のような原因によるものと考えられる。そして特に我国においては監査廊自体に何等支障が現われない場合でも、地震などの新たな外力の作用によって監査廊周辺の岩盤にゆるみの起こることが予想され、これが貯水時の水道を造り、パイピングやハイドロリックフラクチャー現象の誘因となることも予想される。

監査廊を設計した場合、通常、盛土終了時において廊内からグラウチングが行なわれるが、これは上記の現象に対する処置ではなく、局部的な岩盤の変形を伴う止水効果の低下を補うためのものである。したがって、上記のように地震時においては再度その効果が低下することもあるであろう。

このような監査廊と岩盤との剛性の相違によって生ずる不都合な現象を防ぐためには、施工時において、監査廊と岩盤とを縁切りとしておく方法が考えられる。これによって、監査廊およびその周辺岩盤に力学的な不確定要素の発生を防ぐことになり、監査廊の構造についても計算との対応が容易となって、監査廊の合理的な設計が可能となる。

実際の施工においては、図-22に示したようなコンクリートの二重打設が効果的であると考えられる。すなわち、岩盤の掘削時に生じた凹凸部を埋戻すための第一次

コンクリートを打設し、この面に水密性の材料（例えばアスファルトゴムなど）を塗布した後、第二次として監査部のコンクリートを打設する。

監査廊をこのような構造とすることによって、外力は監査廊を通して岩盤内にクサビ状に作用することになり監査廊底面の岩盤支持力や監査廊自体の圧縮応力の増加に伴うせん断応力の増加が問題となるであろう。しかし前者に関しては岩盤内では拘束応力が均等化されていることから特に問題となることはなく、また後者については圧縮鉄筋の効果的な利用により、容易に解決することができる。

5. あとがき

今回はモデル化の範囲を固定し、岩盤を均一材料としたが、グラウトの効果を考慮する解析には、さらにモデル化の範囲を拡げ、改良された岩盤の綿密な観測を行ない、その弾性定数およびその範囲等を正確に見積る必要が当然要求される。

以上、比較の変形し易い岩盤内に監査廊を設ける場合を想定し、設計に際して留意しなければならない事柄について、簡単な解析モデルを用いて議論した。監査廊は通常、支持力や止水性の面で問題のあると考えられる岩盤に対して設けられるが、この種の岩盤では監査廊自体の設計、施工についても十分慎重でなければならない。監査廊の事故やこれを設けるが故に発生するような事故は絶対に避けなければならない。今後、地震時の挙動を含めてさらに詳細な研究の行なわれることを希望する。

参考文献

- 1) 静岡県農地森林部：静岡県都田川農地防災ダム設計報告書、1978
 - 2) Duncan, J. M. and Chang, Chin-Yung: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, J. Soil Mech. Found Div, ASCE, 96 (SM5), 1929-1653, 1970,
 - 3) 水資源開発公団、中部電力(株)、“岩屋ダム工事誌” P106,
- ※ Alexander P. Kirillov (Head of Department Hydroproject Institute, U.S.S.R) の国際ダム会議での発言

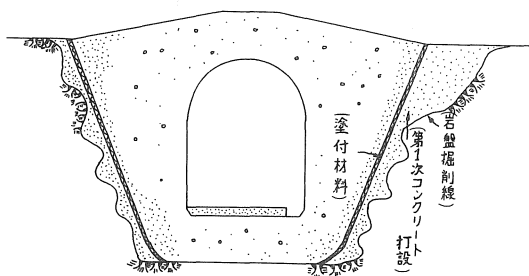


図22 施工概要図