

永久保存



ISSN 0386—5878

土研資料 第2056号

土木研究所資料

温井アーチダム構造設計

昭和59年3月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

Copyright ©1981 by P. W. R. I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目 次

第1章	温井ダムの概要	1
第2章	地形・地質	2
2.1	ダムサイトの地形	2
2.2	ダムサイトの地質	2
2.2.1	岩 質	2
2.2.2	断層・節理	4
2.3	アーチダムの基礎岩盤としての問題点	14
第3章	地質調査・試験	16
3.1	概 要	16
3.2	岩石試験	17
3.3	弾性波探査（特に横坑間弾性波探査について）	17
3.4	ルジオン試験	18
3.5	原位置変形試験	18
3.6	原位置せん断試験	23
3.6.1	堅岩部原位置せん断試験	23
3.6.2	断層部原位置せん断試験	26
3.7	基礎岩盤の総合評価	30
3.7.1	岩級区分および堅岩線	30
3.7.2	断層部の評価	33
第4章	予備設計	36
4.1	概 要	36
4.2	設計条件	36
4.3	座取りの比較	37
4.4	予備設計段階での問題点	38
第5章	ダム堤体の設計	40
5.1	概 要	40
5.2	設計条件	41
(1)	ダム寸法	41
(2)	設計に用いる基本定数	41
(3)	設計荷重	42
(4)	判定条件	42
5.3	アーチダムの構造解析に関する基本的事項	42
5.4	堤体の設計	46

5. 4. 1	設計の経緯	46
5. 4. 2	最終形状	50
5. 4. 3	プラグの設計	56
第 6 章	基礎岩盤の設計	59
6. 1	概 要	59
6. 2	所要堅岩線	59
6. 3	二次元解析による安全性の評価	61
6. 3. 1	全体安全率	61
6. 3. 2	局所安全率	63
6. 4	三次元解析による安全性の評価	67
6. 4. 1	全体安全率	67
6. 4. 2	局所安全率	69
6. 5	総合評価	76
第 7 章	温井ダム の設計に関連して行った検討事項	77
7. 1	概 要	77
7. 2	断層の強度評価方法について	77
7. 2. 1	概 要	77
7. 2. 2	断層のアンジュレーションの評価	77
7. 2. 3	数量化理論による断層強度評価の定量化	80
7. 3	基礎岩盤の安定解析法について	83
7. 3. 1	概 説	83
7. 3. 2	二次元解析	83
7. 3. 3	三次元解析	91
7. 4	アーチダム堤体の応力解析法について	95
7. 4. 1	概 説	95
7. 4. 2	要素分割と解析精度	95
7. 4. 3	有限要素法と荷重分割法，模型実験法との比較	100

ま え が き

本報告書は建設省における最大規模のアーチダムである中国地方建設局温井ダムの堤体ならびに基礎岩盤の設計に関して、その地質調査、試験方法、予備設計、詳細設計に到る全ての検討事項について記述したものである。

一般に、ダムの最終座取、形状を決めるに際しては、幾多の検討、試行を経るのが常であるが、特に本ダムは、ダム規模、型式、地形、地質条件等から最大級の検討を実施したと言っても過言でない。この検討内容を通じて新たな調査、試験、設計、技術の開発、進展が見られたこともまた特筆すべきことである。これらについては本文で詳細に述べているつもりであるが、筆の至らぬ所も多分にあるとも思われ、この点についてはお詫びするとともに、もし疑問の点があれば、当研究室に御自由に質問されることを期待します。

なお、現在、堤体模型実験の最中であり、アーチダム堤体の応力解析法の項については、実験終了後、検討を加え別に詳細報告をさせて頂くことを付け加えておきます。

ダム構造研究室	藤	沢	侃	彦
	永	山		功
	片	平		博
温井ダム工事事務所	(前)門	松		武
	松	隈	宣	明
	新	高	庸	介

第 1 章 温井ダムの概要

温井ダムは、太田川総合開発計画の一環として、広島県山県郡加計町大字加計地先の太田川水系滝山川に建設する堤高 155 m のアーチ式コンクリートダムであり、洪水調節、都市用水補給、流水の正常な機能の維持を目的とした多目的ダムである。貯水池の湛水面積は 1.6 km² であり、その総貯水容量は 82,000,000 m³、有効貯水容量は 79,000,000 m³ である。

温井ダムは、その有効貯水容量 79,000,000 m³ のうち 41,000,000 m³ を利用して、ダム地点での計画高水流量 2,900 m³/sec のうち 1,800 m³/sec をカットし、他の上流ダム群とともに太田川玖村地点の基本高水ピーク流量 12,000 m³/sec を 7,500 m³/sec に調節して下流沿川の水害を防除するほか、残りの有効貯水容量 38,000,000 m³ を利用して、下流の既得用水の補給等流水の正常な機能を維持するとともに、水道用水として玖村地点において日最大 300,000 m³ の取水を可能ならしめるものである。

温井ダムの計画諸元は表－１－１のとおりである。

表－１－１ 温井ダム計画諸元

河 川 名	太田川水系滝山川	集 水 面 積	253 km ²
位 置	広島県山県郡加計町大字加計地先	湛 水 面 積	1.6 km ²
型 式	放物線アーチ式コンクリートダム	総 貯 水 容 量	82,000,000 m ³
堤 高	155 m	有 効 貯 水 容 量	79,000,000 m ³
堤 頂 標 高	EL. 385.0 m	堆 砂 容 量	3,000,000 m ³
基礎岩盤標高	EL. 230.0 m	設 計 洪 水 位	EL. 383.5 m
堤 頂 長	382 m	サーチャージ水位	EL. 381.0 m
堤 体 積	800,000 m ³	常 時 満 水 位	EL. 360.0 m
		最 低 水 位	EL. 289.0 m

第2章 地形・地質

2.1 ダムサイトの地形

温井ダムの建設地点は、広島県山県郡加計町大字加計地先の通称滝山峡と呼ばれる滝山川の狭く部に位置している。兩岸の山腹斜面は $45 \sim 60^\circ$ と急峻で、また河床幅も $40 \sim 60 \text{ m}$ と狭くなっている。

滝山川には小規模の屈曲が多く、ダムサイトにおいても図-2-1のようにダムサイト直上流で東北東から西南西に向っていた流れがほぼ直角に流路を変えて北西から南東に流下し、さらに 300 m 下流で再び流れを西南西に変えるクランク状の地形を示している。

左岸側の山体は全体的に細長い尾根状の地形を呈し、ダム軸付近での山腹の傾斜は約 45° であるが、下流にいくにしたがって徐々に緩やかな傾斜になっている。また背後に鞍部を配している。

右岸側山腹では等高線はほぼ河道に並行し、中腹部以高はなだらかな山容をなして背後の高地に連なっているが、ダム軸直上流部には2～3条のやや切れ込みの深い沢が存在している。

このような地形条件から、アーチダムの取付け位置は比較的狭い範囲に限定されている。

2.2 ダムサイトの地質

2.2.1 岩 質

温井ダムの建設地点は滝山峡と呼ばれる河床幅 $40 \sim 60 \text{ m}$ の狭く部に位置しており、その兩岸の地形は急峻で、表土・崖錐の被りは薄く、全般に岩盤の露頭状況は良好である。

ダムサイトの基盤は、中生代白亜紀末の火成活動の産物である広島花崗岩に属する中～粗粒黒雲母花崗岩、細粒黒雲母花崗岩、斑状黒雲母花崗岩からなっている。これらの岩相は漸移的に変化しつつ互いに接している。

中～粗粒黒雲母花崗岩は優白質な完晶質の岩石で、構成鉱物の粒度は概ね 2 mm 以上である。ダムサイトにおける本岩は新鮮堅硬で、風化はほとんど認められない。本岩はダムサイトの中～低位標高部に分布している。

細粒黒雲母花崗岩は優白質な完晶質の緻密な岩石であり、風化に対する抵抗性は極めて強い。しかし一般的に他の岩相に比べて節理の発達が密で、特に左岸山頂部付近には節理に沿った直線的な急崖が見られ、また節理沿いに数 cm の開口を伴って浮石状をなしている。しかし、地表部の緩みを除けば本岩は極めて堅硬な岩盤である。本岩は右岸中位標高、左岸高位標高部に分布している。

斑状花崗岩は上記細粒黒雲母花崗岩と酷似した岩石であり明瞭な区分は困難であるが、完晶質の緻密な石基中に石英粒や長石粒の斑晶が存在することが特徴である。本岩は右岸高位標高に分布している。

これらの岩相は、節理の発達や風化に対する抵抗性において若干の差があるが、工学的性質にはほとんど差が認められず、土木地質学的には同一の岩盤とみなすことができる。



図-2-1 温井ダムサイト地形図

以上の基盤を被覆して、滝山川流路には現河床堆積物、その縁辺部には低位段丘堆積物が分布し、右岸沢部および左岸上、下流斜面部や山腹凹地部には崖錐堆積物が分布している。現河床堆積層は花崗岩の巨礫や流紋岩類の円礫からなる砂礫層で、その層厚は5～7 mである。段丘堆積層は花崗岩、流紋岩類の円礫、砂およびシルトから構成されており、その層厚は5 m程度である。また崖錐堆積物は巨礫から構成され、礫間を充す砂をほとんど含まないいわゆる岩屑堆積物であり、その層厚は3～5 m程度である。

2.2.2 断層・節理

ダムサイトの基礎岩盤は以上述べたような堅硬な岩石から構成されているが、図-2-2から図-2-8に示すように、基礎岩盤中には比較的規模が小さいが多くの断層の発達が見られる。

断層の発達状況、方向性については左右岸において大きな差が見られる。左岸側には、多くの断層が発達し、その方向もN-S系、NW-SE系の走向をもった高角度断層が卓越している。一方、右岸には下流より上記断層系が見られるものの、一般にNE-SW系のシームが卓越している。これは河床沿いに存在する当ダムサイト最大の断層であるNW-SE系断層F-5によって規制されているものと考えられている。

N-S系断層、NW-SE系断層はダムサイトの地質構造を支配する断層であり、優黒色の珪質脈沿いに発達したものが多く、ミロナイト化帯、淡緑色粘土化帯あるいは白色粘土シームを伴っている。断層規模は表-2-1に示すとおりであり、F-5、F-18等を除けば比較的規模は小さい。しかしアーチダム基礎岩盤の安定性上特に注意しなければならない走向傾斜をもった断層である。

NE-SW系のシームは右岸上流部に発達しているが、その規模や破碎程度は小さく、地質構造的にも土木工学的にも問題となることは少ないと考えられる。

以下、アーチダムの設計において考慮すべき断層、シーム、節理等の弱層について説明を加える。

1) 左岸側NW-SE系、N-S系断層

ダムサイト左岸には、川に並行なNW-SE系の走向を有するF-4、F-6、F-7等の高角度断層と、下流側において地表へ抜けるN-S系の走向をもったF-21、F-23、F-19、F-18等の高角度断層の2系列の断層が存在する。断層そのものの幅は一般に小さく、同一断層でも場所場所によってその性状はかなり変化している。また雁行あるいはアンジュレーションを伴い、真直ぐに連続するものはまれである。

NW-SE系断層とN-S系断層の生成の前後関係は必ずしも明確ではなく、NW-SE系がN-S系を切るものと、N-S系がNW-SE系を切るものの両方が観察されている。このようなことから、NW-SE系、N-S系の断層を共役断層と見る考えもある。しかしいずれにせよNW-SE系の断層が優性であるといえる。

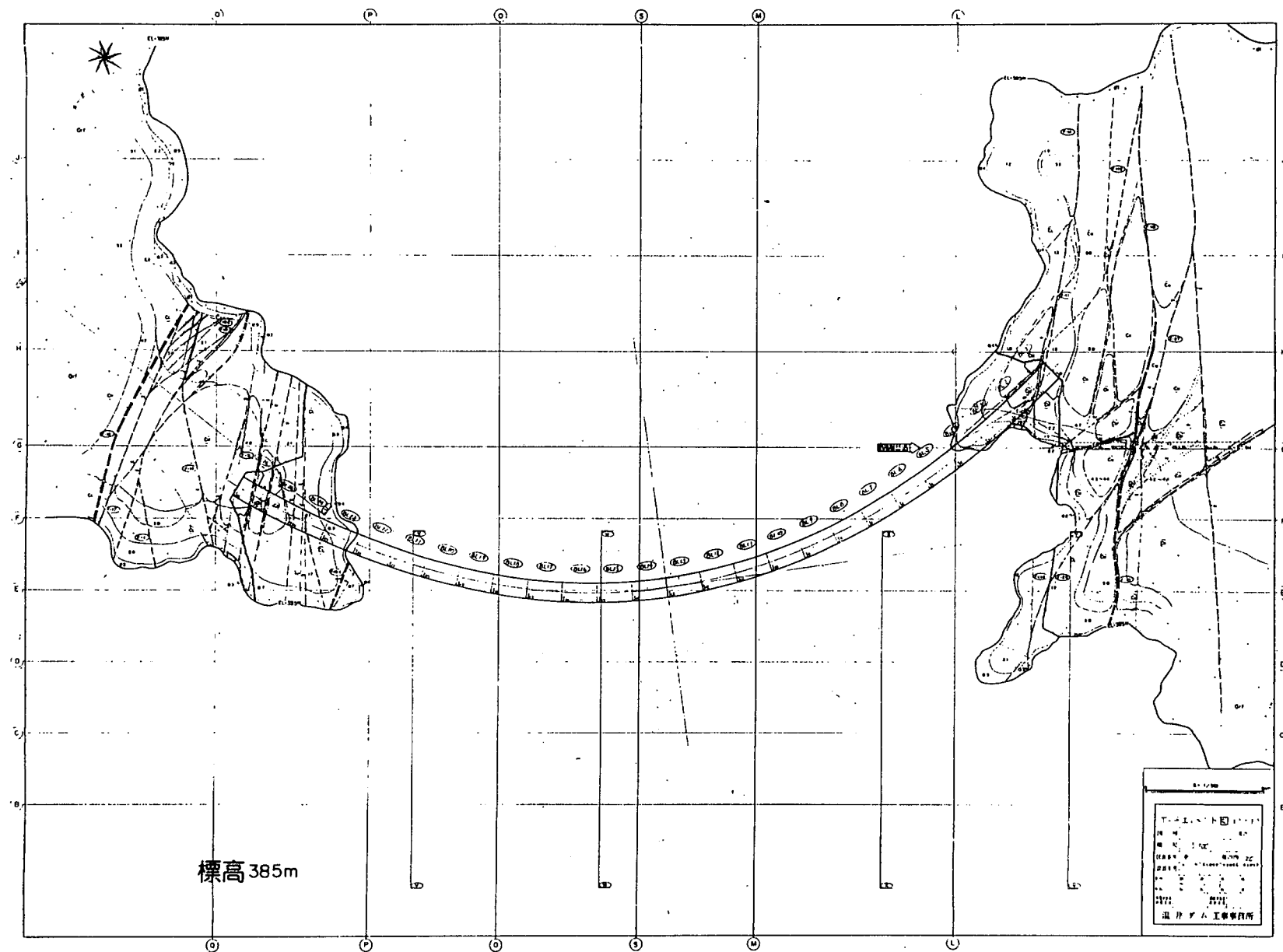


図-2-3 ダムサイト地質水平断面図 (EL. 385 m)

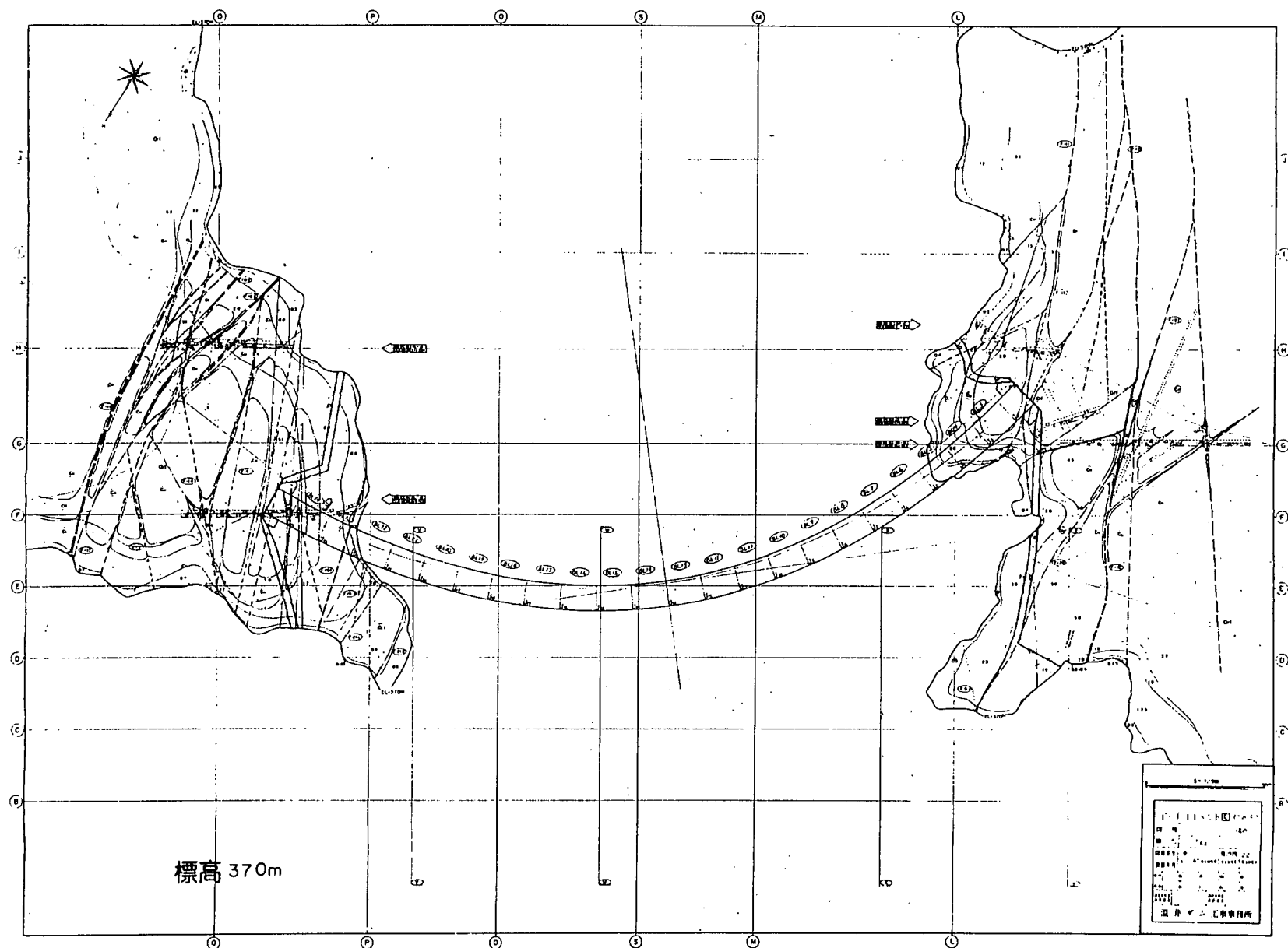


図-2-4 ダムサイト地質水平断面図(EL. 370 m)

図-2-5 ダムサイト地質水平断面図(EL. 335 m)

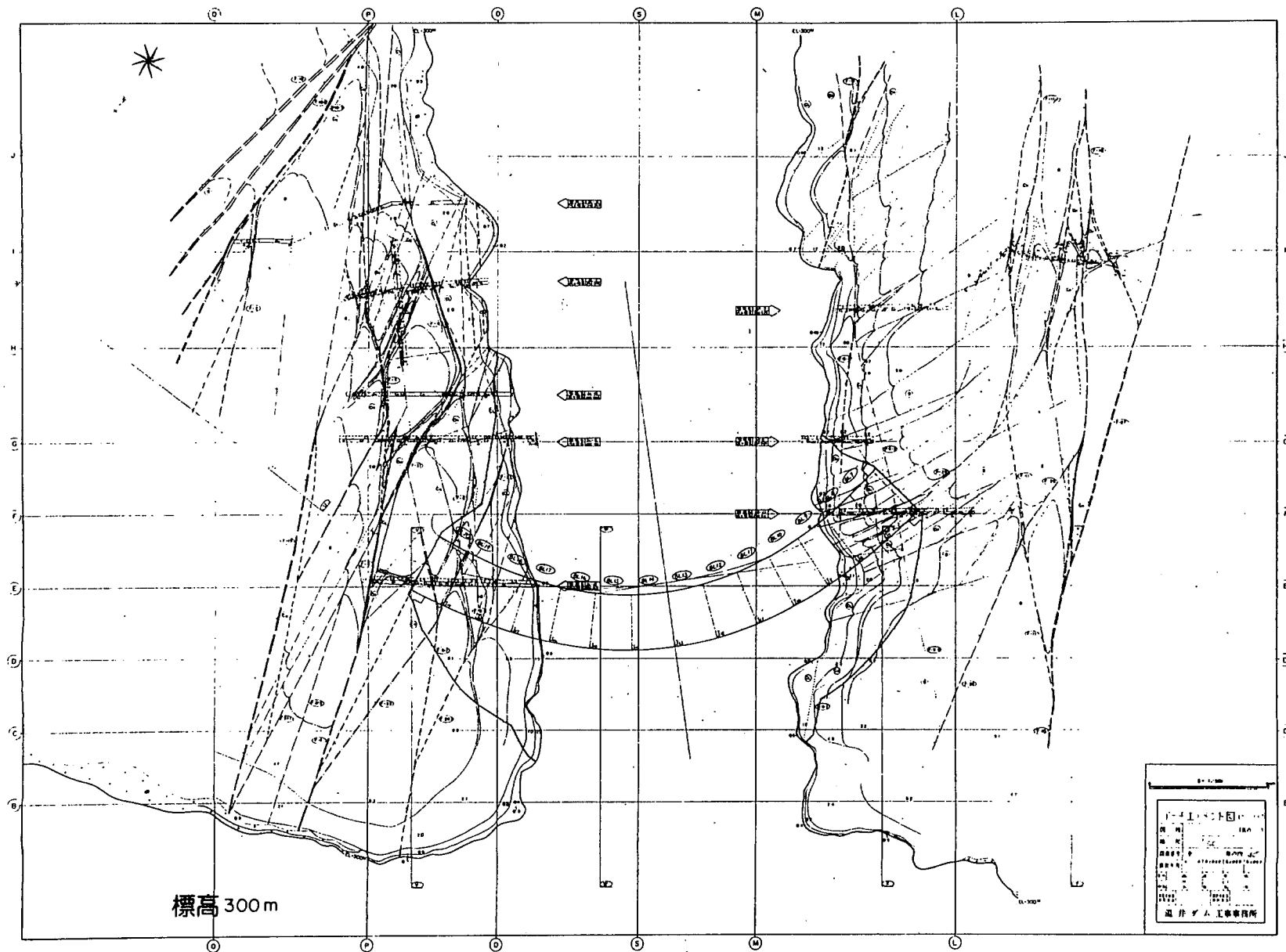


図-2-6 ダムサイト地質水平断面図 (EL. 300 m)

図-2-7 ダムサイト地質水平断面図(EL. 265 m)

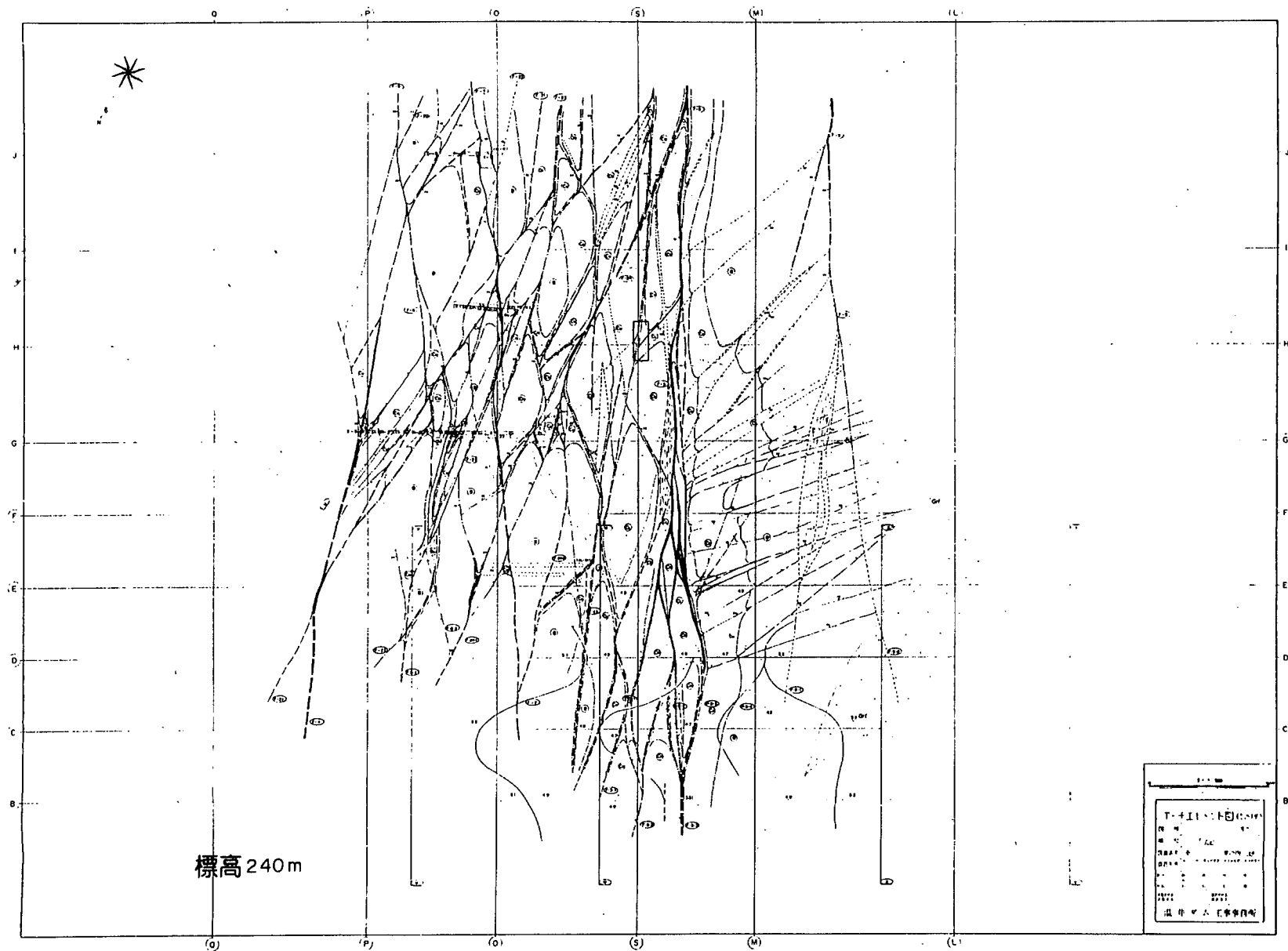


図-2-8 ダムサイト地質水平断面図 (EL. 240 m)

表 - 2 - 1 ダムサイト主要断層一覧表

断層番号	確認横坑名	平均の走向・傾斜	規模 (cm)	断層番号	確認横坑名
F - 5	AL-11 斜坑 59m 付近	N48W・80E	Fcl 5~10 Fbr 200~300	F - 7	AL-16 24 m 付近
	AL-12 斜坑 79m 付近	N31W・82E	Fcl 20~40 Fbr 150~180	F - 10	AR-1 130 m 付近
	AL-13 斜坑 85 m 付近	N25W・82E	Fcl 30~40 Fbr 100		AR-10 30 m 付近
F - 6	AL-1 55 m 付近	N12~38W ・74~78E	Ac1 1~2	F - 11	AR-7 53 m 付近
	AL-2 58 m 付近	N46W・80E	Fcl 1~2 Ac1 30		AR-11 30 m 付近
	AL-3 62 m 付近	N36W・82E	Ac1 2	F - 14	AL-9 103 m 付近
	AL-4 67 m 付近	N45W・90	Ac1 + Abr 3~10		AL-14 45 m 付近
	AL-5 58 m 付近	N33W・89E	Ac1 0.1~5	F - 16	AL-9 159 m 付近
	AL-6 33 m 付近	N41W・73E	cl, br なし	F - 18	AL-5 135 m 付近
	AL-7 25 m 付近	N43W・75E	Ac1 1 Abr 50		AL-9 135 m 付近
	AL-8 22 m 付近	N23W・80E	Ac1 1		AL-14 34 m 付近
	AL-15 20 m 付近	N27W・79E	Ac1 0.1 Abr 2~20	F - 19	AL-5 85 m 付近
	AL-16 72~73 m 付近	N27W・77E	Ac1 0.1~0.2		AL-8 43 m 付近
	AL-17 30 m 付近	N40W・70E	Fcl 1~3 Abr 50		AL-9 32 m 付近
	AL-18 30 m 付近	N36W・83E	Fcl 1~3		AL-17 68 m 付近
F - 7	AL-1 26 m 付近	N40W・79E	Abr 10~15	F - 20	AL-5 65 m 付近
	AL-2 30 m 付近	N 6W・68E	Ac1 最大 5		AL-8 21 m 付近
	AL-3 連絡坑山側	N40W・80E	Ac1 0.2~0.3 Abr 3~5	F - 21	AL-1 94 m 付近
	AL-4 31 m 付近	N45W・90	Ac1 0.1~0.2 Abr 40~60		AL-2 75 m 付近
	AL-5 30 m 付近	N47W・83E	Fbr 25~75 Ac1 0.2~0.3		AL-3 35 m 付近

平均の走向・傾斜	規模 (cm)	断層番号	確認横坑名	平均の走向・傾斜	規模 (cm)
N37W・79E	Fbr 40～50 Abr 100	F-21	AL-3 38 m 付近	N2E・72E	Ac1 0～3
N30W・77E	Ac1 30～40 Abr 80～90		AL-3～4 連絡坑65 m	N8W・89W	Ac1 0.1
N23W・76E	Ac1 5～15		AL-11 52 m 付近	N-S・60E	Ac1 0～5
N33W・86E	Ac1 10～30		AL-6 52 m 付近	N6E・82E	Fcl+Fbr 30～100
N26W・81E	Ac1 0.1～1 Abr 最大15		AL-15 21 m 付近		Ac1 0.1～0.2
N45W・82E	Abr 20～30		AL-15 25 m 付近		Ac1 3～5 Abr 最大50
N26W・85E	Ac1 5～15		AL-17 32 m 付近	N6E・70E	cl. br なし (シーム状)
N14W・67E	Fcl 2 Abr 80		AL-18 切羽	N40W・80E	Ac1 0.1～10
N13E・66E	Ac1 200	F-22	AL-1 51 m 付近	N9W・71E	Fcl 0.1 Fbr 最大10
N8W・63E	cl. br なし (シーム状)		AL-2 43 m 付近	N-S・78E	Ac1 0.1～0.2 Abr 25～40
N19E・74E	Ac1 1～3		AL-6 16 m 付近	N10W・72E	Fcl 1～6
N26E・69E	Fcl 0～1		AL-18 34 m 付近	N20W・77E	Abr 50～60
N31W・84E	Ac1 3～4	F-23	AL-1 51 m 付近	N8W・74E	Ac1 0.1～0.2
N10W・65E	Ac1 2 Abr 20		AL-2 43 m 付近	N10W・73E	Fcl 1～2 Fbr 1～8
N17W・77E	Ac1 2～4 Abr 30		AL-1～2 連絡坑13 m 付近		Ac1 0.1～5
N15W・75E	Fcl 5～15		AL-1～2 連絡坑19 m 付近		Ac1 0.1～5
N17W・72E	Ac1 10～20		AL-16 72～73 m 付近	N-S・81E	Ac1 0.1～0.2 Abr 100
N15E・75E	Ac1 0.1				
N21E・83E	Fcl 1～2 Abr 30～40	注1) Fcl : 断層粘土, Ac1 : 変質粘土 Fbr : 断層角礫, Abr : 変質角礫 注2) 横坑位置は図-2-3～8 参照。			
N4E・72E	Ac1 0～1 Abr 40～60				

ii) 河床部NW-S E系F-5断層

河床部には当ダムサイト中最大規模の断層であるF-5断層が存在する。F-5断層は、下流側では粘土幅50～60 cm、破碎幅300～350 cmの大きな1本の断層となっているが、上流側では数本に枝分れをして各々の規模は小さくなっている。

iii) 右岸NW-S E系断層

右岸にはNW-S E系断層として地山の比較的深部にF-10、F-11等の高角度断層が存在する。これら断層は左岸NW-S E系断層と同様に規模としては比較的小さい。

iv) 低角度節理

左岸中～低位標高には低角度節理の発達が見られる。これらの節理の走向、傾斜は、上記左岸NW-S E系、N-S系断層で区切られた各ブロックにおいてそれぞれ異なった値を示しているが、その範囲は概ね川側ないし上流側に10～30°の傾斜となっている。節理は密着しているが、左岸NW-S E系、N-S系断層によって分断されたアーチダムのショルダー部基礎岩盤の底面を切る形となっている。

v) 水平弱層

左岸側下流寄りの河床部にはマサを挟んだ水平の節理が何本か観察されている。これらの弱層はシーティングに起因するものとも考えられているが、その成因は必ずしも明確でない。弱層の存在個所はダム軸よりもかなり下流部に限られている。

2.3 アーチダムの基礎岩盤としての問題点

ダムサイトは谷地形、基礎岩盤を構成する岩石の硬さ、強度から考えてアーチダムのサイトとして適切な条件を具備しているが、上述した地形、地質上の特性から次の点を考慮して置かなければならない。

i) 地形的条件によるダム軸の制約

左岸上流部、右岸下流部において山が逃げているため、ダムの取付け位置は約100 mの範囲に限定される。また左岸地山の背後に存在する鞍部との関係から、地山の厚みが薄く、遮水上の配慮が必要である。

ii) 左岸側NW-S E系、N-S系断層による滑り面の形成

左岸側基礎岩盤に発達するNW-S E系、N-S系断層の組合わせは、アーチダムのショルダー部に滑り面を形成する形となっているため、基礎岩盤の滑動に対する安定性について十分検討しなければならない。

iii) 河床部F-5断層の変形性、遮水性

アーチダムにおいては河床部に作用する外力が比較的小さいことから、F-5断層の存在は大きな問題とはならないが、その規模が大きいことから変形性について十分な配慮が必要である。また断層沿いの遮水性についても注意しなければならない。

iv) 右岸側N-S-S E系断層沿いの滑動

右岸側基礎岩盤内に存在する F - 10 , F - 11 断層は地山深部に位置するが、地形上、下流で地表に抜けるため、これら断層沿いの滑動に対する安定性について検討する必要がある。

V) 低角度節理、水平弱層沿いの滑動

一般にアーチダムの基礎岩盤の安定性は水平断面に対して検討されるため、低角度の弱層に対してはあまり注意が払われないが、当ダムサイトでは、上述の NW - SE 系断層、N - S 系断層の組合わせによって形成されるブロックの底面を、これら低角度節理、水平弱層が切る形となっているため、滑動に対する安定性について十分な検討が必要である。

第 3 章 地質調査・試験

3.1 概 要

安全かつ経済的なダムを設計するためには、ダムを支える基礎岩盤の特性を十分に把握し、その特性に応じた最適なダムの座取りと形状を選定しなければならない。特にアーチダムの場合には、基礎岩盤に作用する荷重強度が他の型式のダムに比べて著しく大きなことから、基礎岩盤の特性については十分な調査・試験が必要である。

温井ダムでは、前章に述べた地形・地質上の問題点を把握し、基礎岩盤の物理的特性を調べるため、6,230 m のボーリング、3,650 m の調査横坑、12,000 m に及ぶ弾性波探査を実施するとともに、原位置変形試験 7 箇所、原位置せん断試験 22 箇所、ルジオン試験 955 ステージ等を実施した（表－3－1 参照）。

表－3－1 調査・試験数量一覧表

(1) 調 査

項 目	実 施 年 度	本 数	長 さ	総 延 長	備 考
ボーリング	昭和 43～57	87 孔	20～209 m	6229.55 m	
横 坑	昭和 46～56	左岸 23 坑 右岸 15 坑	50～219 m 31～141 m	2473 m 1176 m	

(2) 試 験

項 目	実施年度	試 験 位 置	試 験 方 法	個 数	備 考
岩 石 試 験	昭和53		物 理 試 験 一軸圧縮試験 三軸圧縮試験 割 裂 試 験	25 8 37 9	桃色変質をしている岩石の強度を把握し、岩盤強度評価の参考とするために実施。
原 位 置 変 形 試 験	54	左岸 AL-2, AL-3 右岸 AR-3	ジャッキ試験 (剛体板φ300 mm)	C _M (3), D(1) C _M (2), C _L (1)	D級は F-7 断層沿い。
原 位 置 剪 断 試験(堅岩部)	52 54	左岸 AL-1 左岸 AL-2 右岸 AR-3	ブロック剪断試験 (60×60 cm) "	C _M (4), C _L (3) C _M (3), C _L (1) C _H (1), C _M (2), C _L (1)	低角度節理面の影響を調査。
原 位 置 剪 断 試験(断層部)	55 56	左岸 AL-4 F-6 断層沿い 左岸 AL-16 F-7 断層沿い	ロック剪断試験 (100×100cm) "	F-6 (3) F-7 (4)	粘土を挟む最も弱いと考えられる場所を選定。 粘土を挟まない角礫状破砕部を選択。
物 理 探 査	43～57 56	ダムサイト全域 H測線より上流	弾性波探査 "	27 測線 9790 m 29 坑間 2216 m	横坑間速度を測定。
透 水 試 験	43～57	ダムサイト全域	ルジオン試験	955 ステージ	

注) 試験位置は図－2－3～8を参照。

以下、これらの調査、試験のうち、試験関係についてその概要を述べる。

3.2 岩石試験

基礎岩盤を構成する岩石の基本的性質を調べるため、基礎岩盤の変質度に応じて3種類の供試体を採取して岩石試験を実施した。試験結果を表-3-2に示す。

表-3-2 岩石試験結果(平均値)

試験項目			変質度区分	優白質新鮮岩	弱桃色変質岩	強桃色変質岩
物理的性質	密度 (g/cm ³)		2.64	2.62	2.47	
	吸水率 (%)		0.13	0.44	2.45	
	含水率 (%)		0.07	0.28	0.91	
	有効間隙率 (%)		0.43	1.15	6.06	
	P波速度 (km/sec)		5.34	5.05	2.73	
	S波速度 (km/sec)		2.52	2.29	1.25	
	動ポアソン比		0.335	0.369	0.368	
	動弾性係数 (kg/cm ²)		4.63×10 ⁵	3.88×10 ⁵	1.28×10 ⁵	
力学的性質	一軸圧縮試験	強度 (kg/cm ²)	2050	1233	137	
		静弾性係数 (kg/cm ²)	4.27×10 ⁵	3.17×10 ⁵	6.10×10 ⁴	
		破壊歪 (%)	0.545	0.437	2.7	
	引張強度 (kg/cm ²) ※1)		137	105	3	
	三軸圧縮強度 (kg/cm ²) ※2)		$\tau=221+\sigma \tan 63^{\circ}$	$\tau=170+\sigma \tan 60^{\circ}$	$\tau=50+\sigma \tan 58^{\circ}$	

※1) 割裂試験による。

※2) 側圧; 20, 40, 60, 80, 100, 150 (kg/cm^2) で実施したもの。

3.3 弾性波探査(特に横抗間弾性波探査について)

アーチダムの基礎として利用する基礎岩盤の範囲をより正確に求めるため、横坑調査、ボーリングコアの観察に加えて、横坑間弾性波探査を実施した。横坑間弾性波探査における測点、測線の配置例を図-3-1に示す。

弾性波探査の結果、その速度分布と地質解析による岩級区分は良く対応していること、地質解析で既に断層の存在が推定されている場所以外には速度分布の異常が認められないことがわかり、地質調査の精度が確認された。

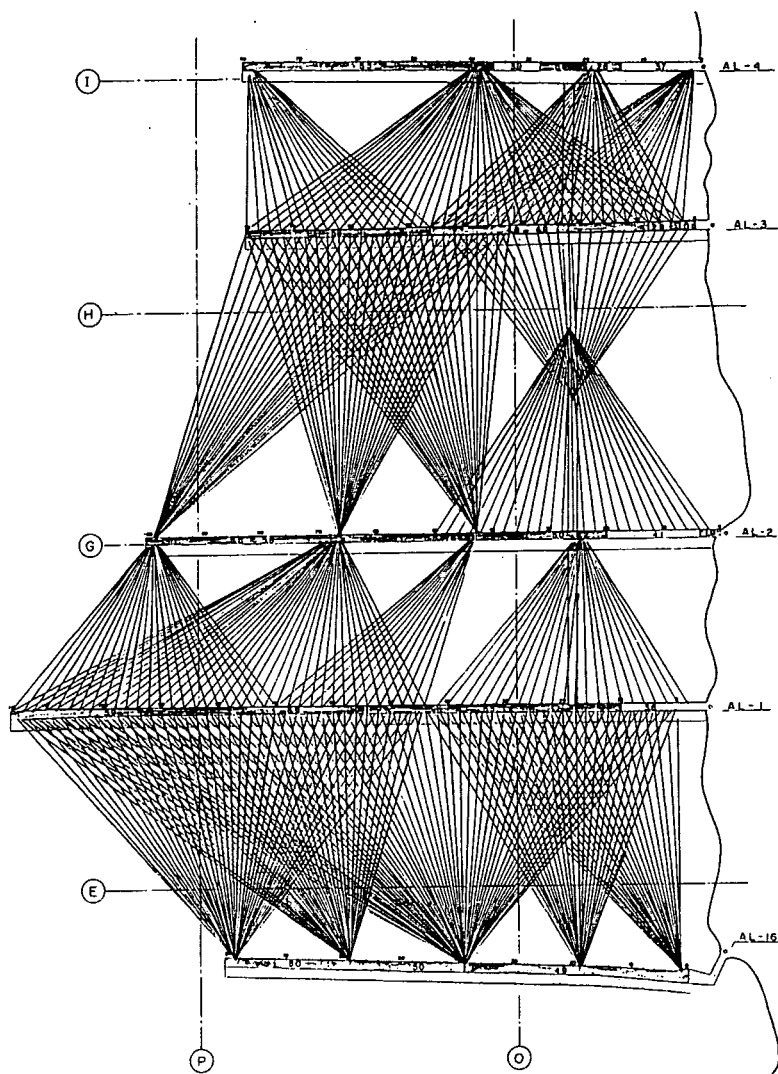


図 - 3 - 1 横坑間弾性波探査測線配置例

3.4 ルジオン試験

ダム基礎岩盤の透水性については、現在までに穿孔された 87 孔のボーリング孔を利用して、955 ステージのルジオン試験を実施して検討している。試験は最高注入圧力を $15 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ として 7 ～ 8 段階の往復測定を行った。ルジオン値は注入地点での注入圧力が 10 kg/cm^2 の時点の注入量に基づいて算出したが、試験結果を大局的に見ると、5 Lu 以下のステージ数が 80% を越え、そのうち 1 Lu 以下が全体の 56 % を占めている。逆に 10 Lu 以上のステージ数は 10 % 程度であり、基礎岩盤の遮水性は全般的に良好である。

3.5 原位置変形試験

アーチダムの設計において、基礎岩盤の変形性は堤体応力の検討を行ううえでの重要な要素である。試験箇所は C_M 級岩盤を主体に幅広く選定した。試験地点の岩盤の特徴を表 - 3 - 3 に示す。

表 - 3 - 3 原位置変形試験結果一覧表

試験番号	地質	岩盤区分	地質の特徴	応力レベル (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/cm ²)		
					変形係数 (Ed)	接線弾性係数 (Et)	割線弾性係数 (Es)
ARD-3~1	黒雲母花崗岩	C _M	節理は数が少なくよく密着している。岩塊は硬質で節理間隔の比較的大きい良く締った上級 C _M である。	0~50	94200	141300	147000
				50~100	113000	164700	164700
				100~150	141300	188400	188400
				0~100	102800	150700	127200
				0~150	106600	160600	131900
ARD-3~2	同上	C _L	高角度節理群を覆う形で選定したもので節理は良く密着しているが試験箇所の内ではかなり岩質の劣る上級 C _L である。	0~50	70700	80700	76500
				50~100	70700	102800	96100
				100~150	94200	125600	125600
				0~100	68500	94200	85900
				0~150	70700	126200	93700
ARD-3~3	同上	C _M	節理は数が少なくよく密着している。節理間隔の比較的大きいよく締った中~上級の C _M である。	0~50	75400	102800	99500
				50~100	87000	125600	125600
				100~150	113000	141300	138500
				0~100	75400	113000	96600
				0~150	82700	141300	98700
ALD-3~1	同上	C _M	微小な節理が多数存在し岩盤はわずかに緩んでおり浅所にややオープン気味の低角度節理を有する。C _L 級に近い C _M である。	0~50	43500	62800	56500
				50~100	43500	80700	76900
				100~150	51400	104800	104800
				0~100	42700	72900	59700
				0~150	43900	88300	64700
ALD-3~2	同上	C _M	連続性の良い高角度節理が見られるが良く密着している。全体にやや節理に富む中級 C _M である。	0~50	66500	94200	82900
				50~100	80700	115300	115300
				100~150	87000	144100	144100
				0~100	70700	107700	85900
				0~150	73100	141300	100000
ALD-3~3	同上	C _M	節理は少なくおおむねよく密着している。浅所はよく締っているが深所にややオープン気味の低角度節理を有する上級 C _M である。	0~50	113000	180900	180900
				50~100	113000	161500	161500
				100~150	113000	188400	192200
				0~100	107700	161500	156500
				0~150	107300	176600	151800
ALD-2~1	同上	D	中央付近に方解石脈が走り多数の節理群が見られる。F-7 断層破砕帯の影響をうけ著しく細かく破砕された D 級である。	0~50	8600	19200	14600
				50~100	13500	26900	26800
				100~150	18500	37700	39000
				0~100	11000	25700	18500
				0~150	12500	36400	22600

試験は図-3-2に示すような円形剛板を用いた等変位法によった。試験の载荷パターンを図-3-3に、岩盤の荷重-変位図を図-3-4に示す。試験結果は表-3-3に示すとおりである。また、図-3-5は、温井ダム試験結果を同様な岩種をもつ他ダムにおける試験値と比較したものである。これによれば、同じ岩級区分であっても、温井ダムの基礎岩盤は他ダムの基礎岩盤よりも良好な特性をもっているといえる。

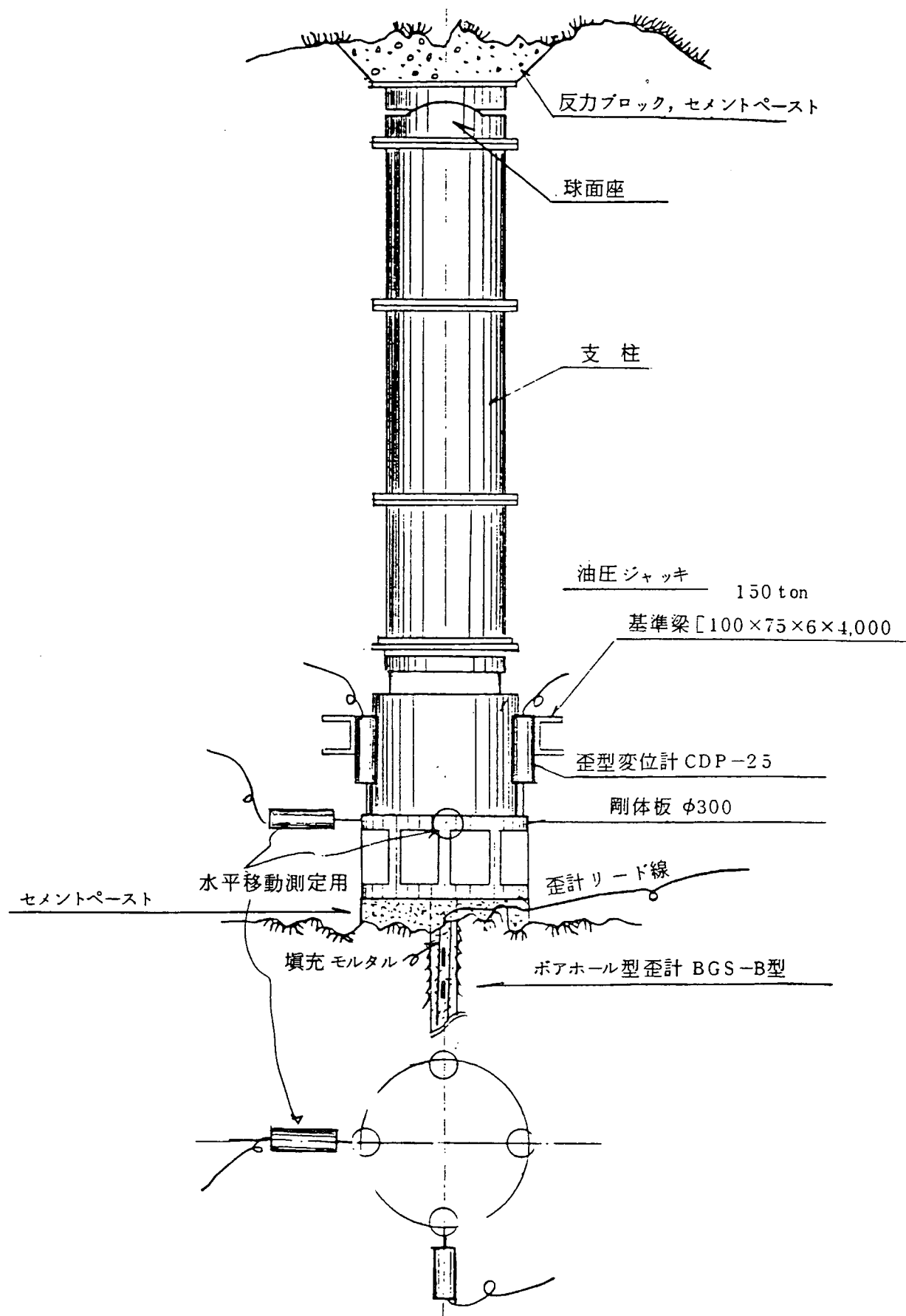


図-3-2 原位置変形試験装置図

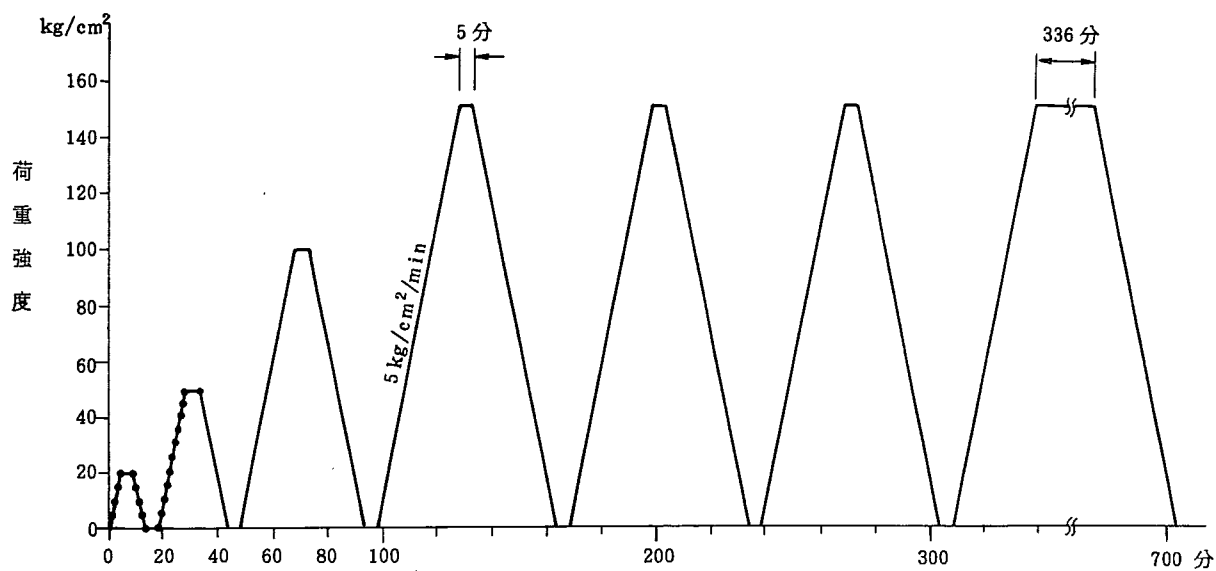


図 - 3 - 3 原位置変形試験载荷パターン

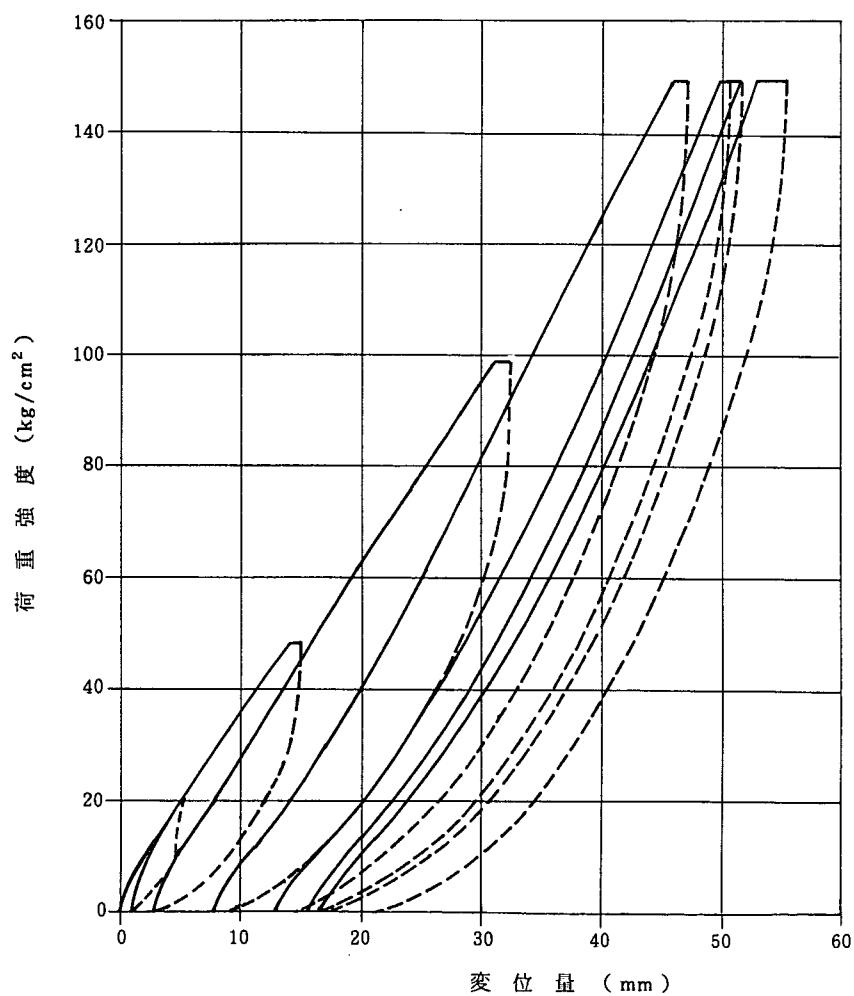


図 - 3 - 4 原位置変形試験荷重-変位図

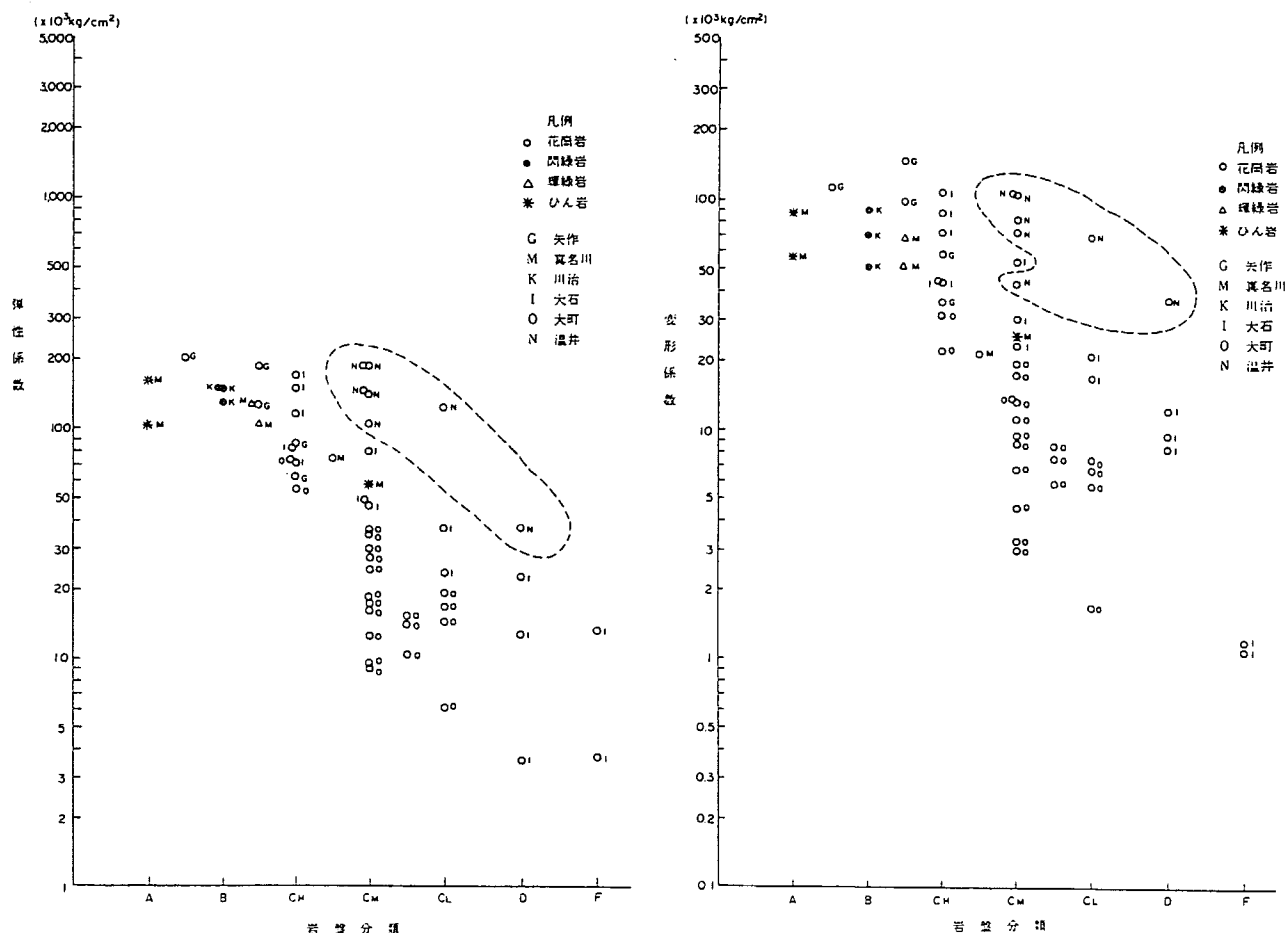


図-3-5 温井ダムと他ダムの原位置変形試験結果の比較

3.6 原位置せん断試験

3.6.1 堅岩部原位置せん断試験

基礎岩盤のせん断強度は基礎岩盤の安定性を検討するために最も重要な要素である。堅岩部のせん断強度は、温井ダムの基礎岩盤として設計上考慮する岩級区分のうち最も評価の低い岩級区分に属する C_M 級岩盤に対して測定した。

試験は図-3-6に示すようなブロックせん断試験により実施した。試験は、①低角度節理を含む C_M 級岩盤を対象としたものと、②一般的な C_M 級岩盤を対象としたものに分れる。

①の試験では低角度節理沿いのせん断強度を求めることに重点を置いて試験個所を選定するとともに、図-3-7のように試験ブロック周辺の3面において試験ブロックから15 cm程度離れたところに深さ4 cm程度の溝を切り、周辺の岩盤と縁切りした。

図-3-8は試験結果を示したものであるが、これより設計に用いる基礎岩盤の強度として、一般的な C_M 級岩盤以上の岩盤では、せん断強度 $\tau_0 = 250 \text{ t/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 50^\circ$ ($\tan \phi = 1.2$)、低角度節理の発達した部分の基礎岩盤ではせん断強度 $\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$ ($\tan \phi = 1.0$) を採用した。

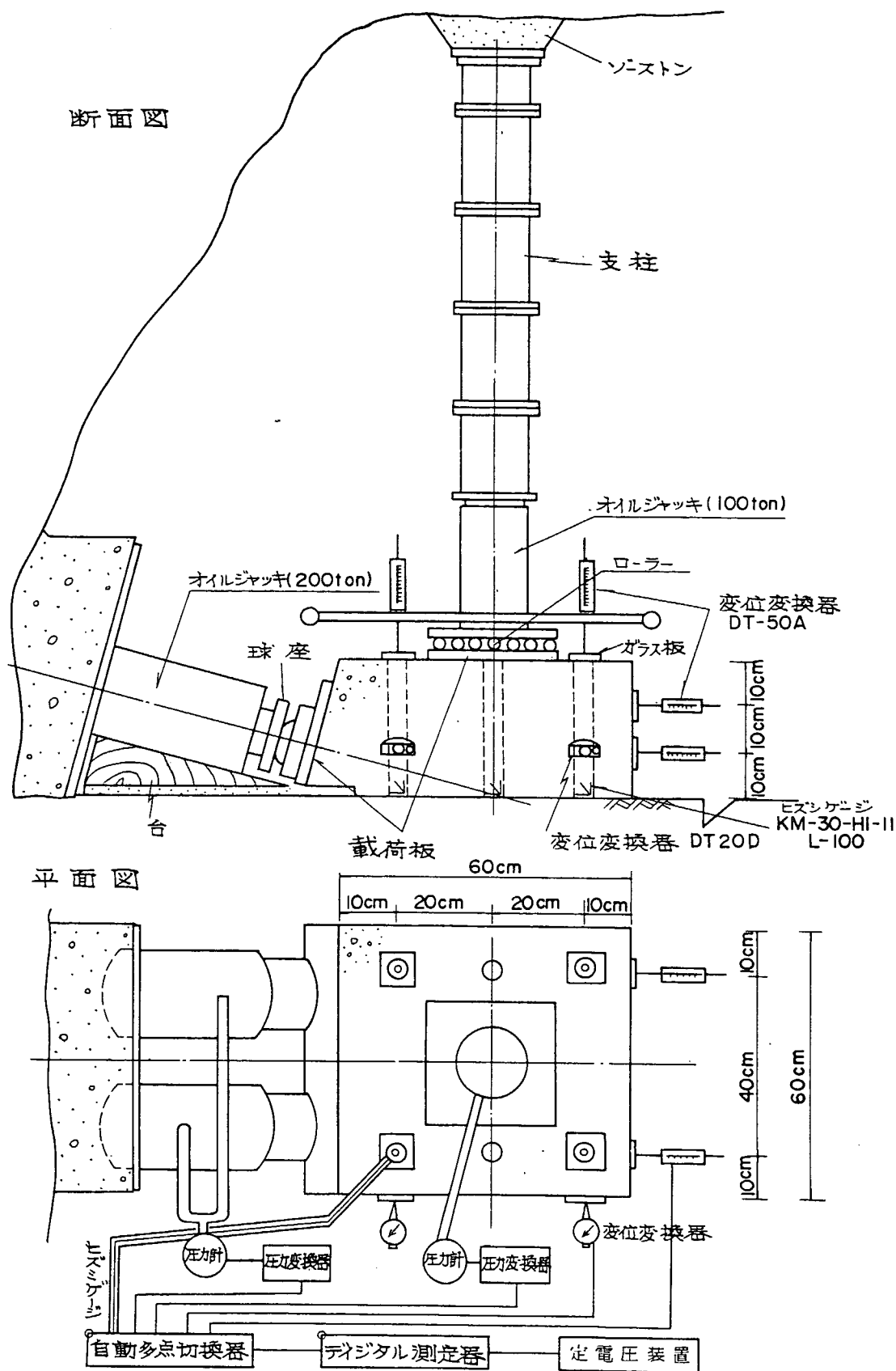


図-3-6 堅岩部原位置せん断試験装置図

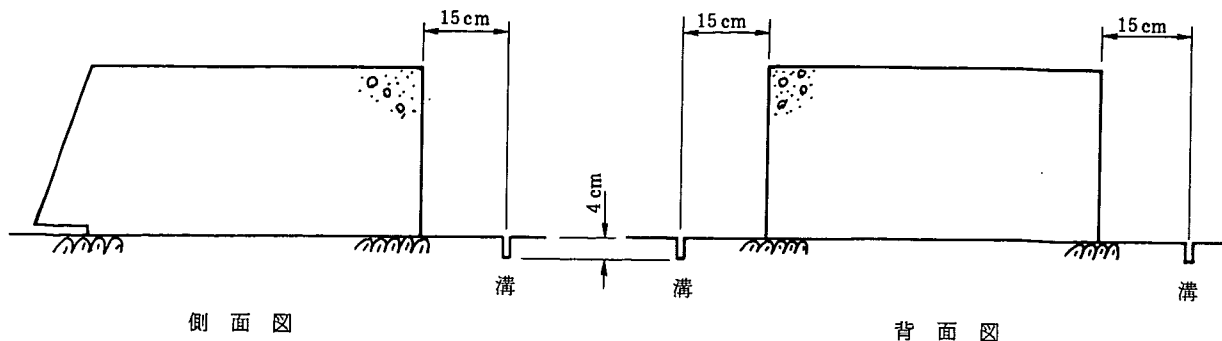


図-3-7 低角度節理に対する原位置せん断試験における岩盤の縁切り

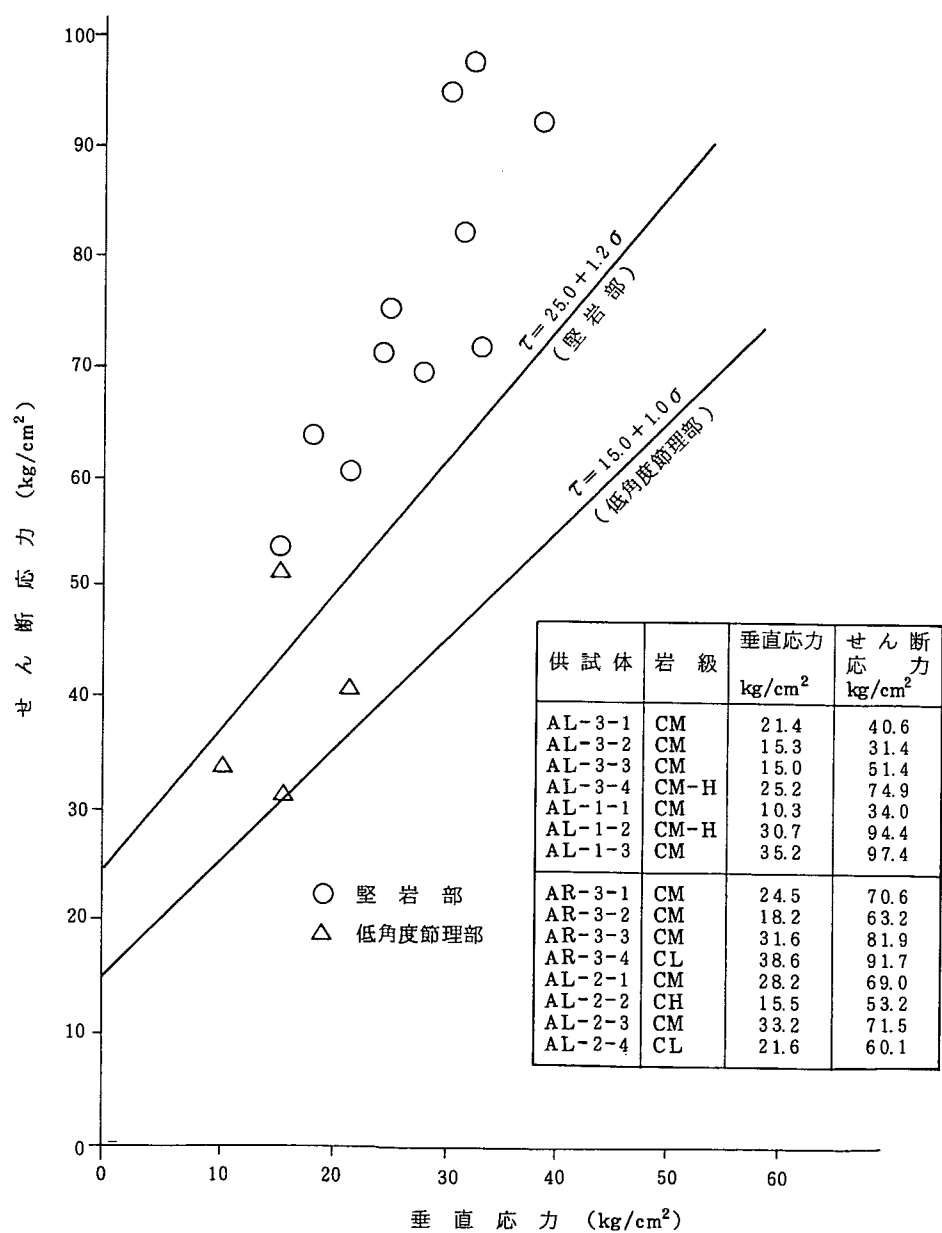


図-3-8 堅岩部原位置せん断試験結果一覧図

3. 6. 2 断層部原位置せん断試験

温井ダムサイトにおいては、前述のように基礎岩盤の安定性を考えるうえで注意しなければならない断層が数多く存在するため、その強度を決定するために断層部のせん断試験を実施した。本せん断試験では傾斜角が 90° に近い立った断層を対象とするため、供試体を緩めないように入念な切り出しを行い、図 - 3 - 9 のような供試体を作製した。

試験には図 - 3 - 10 に示すような装置を用い、供試体に回転変形が生じないように姿勢制御を行った。

試験は、粘土を挟み最も低い強度を有すると考えられる F - 6 断層とクラッキーゾーンを主体とする F - 7 断層について実施した。各試験面の状態は表 - 3 - 4 に示すとおりである。

試験結果は図 - 3 - 11 に示すとおりであるが、これより粘土を主体とする断層の強度としてはせん断強度 $\tau_0 = 10 \text{ t/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 27^\circ (\tan \phi = 0.5)$ を、またクラッキーゾーンを主体とする断層の強度としてはせん断強度 $\tau_0 = 100 \text{ t/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 27^\circ (\tan \phi = 0.5)$ を採用した。なおその他の断層の強度はこれらの試験結果等に基づいて推定したが、その具体的な方法については第 7 章で詳しく述べるものとする。

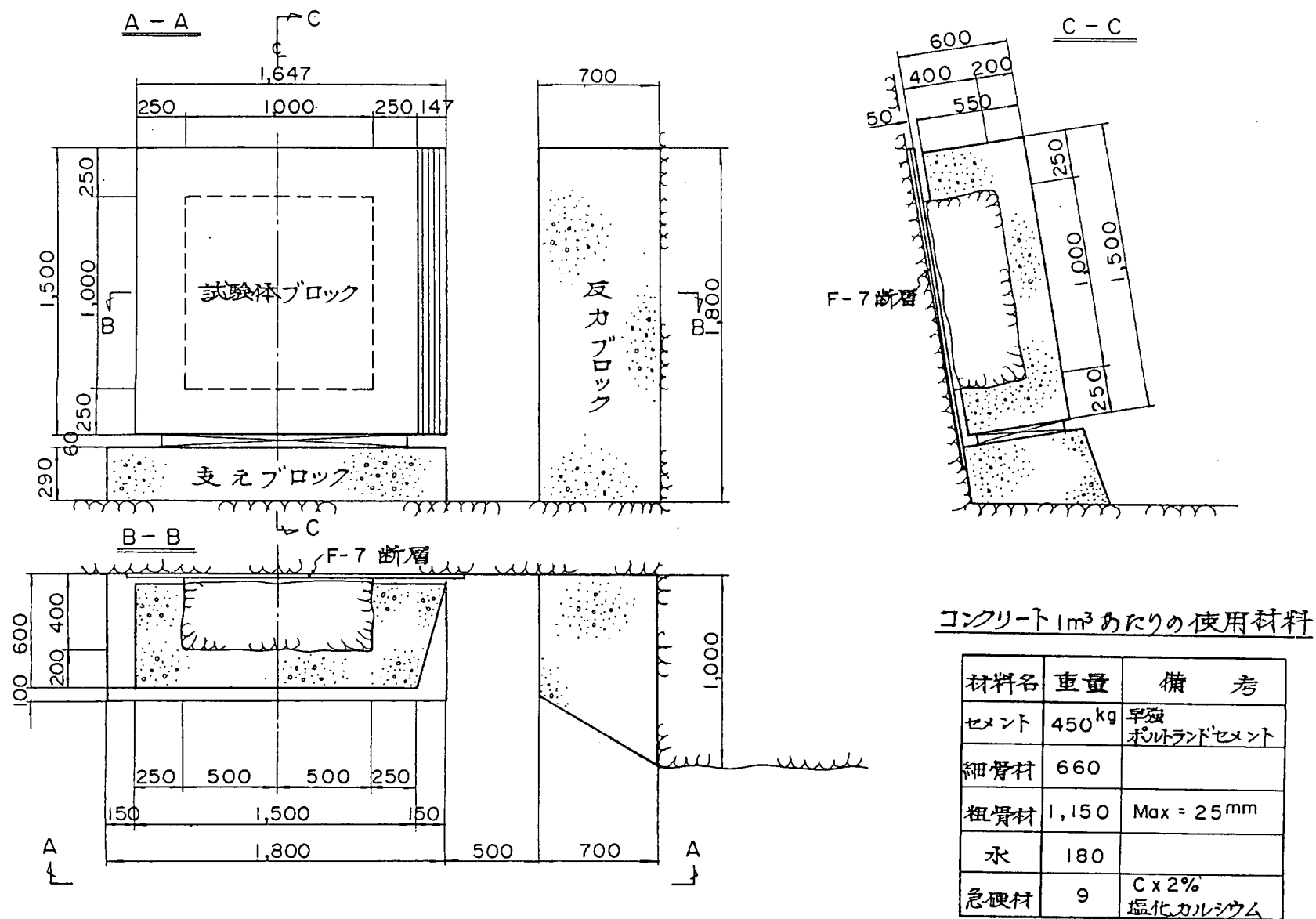


図 - 3 - 9 断層部原位置せん断試験供試体概要図

表-3-4 断層部原位置せん断試験における試験面の地質状況

対象断層	試験体番号	小口での観察	せん断面の状態
F-6	NO 1	破碎層は幅8～10 cm. 細粒マサ状土を主材料に厚さ数mm,長さ3～10 cmの粘土フィルムを数cm間隔に挟む。周辺岩盤は堅硬である。	せん断面は破碎層の基盤側境界面付近の粘土フィルムを選択的に通過する形で形成されているものと考えられる。せん断面の凹凸は、30 mmとほぼ平坦である。
	NO 2	破碎層は幅5～8 cm。長石質のやや硬質な粘土を層状に挟む細粒マサを主体とする。周辺岩盤は堅硬である。	せん断面は大部分細粒マサ中で形成されている。せん断面の凹凸は最大40 mmと平坦である。
	NO 3	破碎層は幅30～40 mm。粘土から硬質中石まで含む多様な破碎物質からなる。岩盤部は堅硬である。	せん断面は多様な破碎物質からなるレンズ状ないし層状の破碎層中に介在する粘土フィルムを選択的に通過する形で形成されている。せん断面の凹凸は50 mm程度である。
F-7	NO 1	破碎層は幅7～25 cm。主に径2 cm程度までの角礫の間隙にはやや硬質な薄い沸石フィルムが介在している。	せん断面は沸石フィルムの付着する平板状の面を選択的に通過する形で形成されている。せん断面の凹凸は50 mm程度である。
	NO 2	破碎層は幅7～16 cm。主に径2 cm程度の中硬質ないし一部軟質の角礫よりなる。角礫の間隙には薄い粘土フィルムが存在する。	せん断面は厚さ数cmの粘土層を選択的に通過する形で形成されている。せん断面の凹凸は30 mmと平坦である。
	NO 3	破碎層は幅18～31 cm。沸石または沸石で膠結された径2 cm程度の角礫よりなる。	せん断面は沸石フィルムを選択的に通過する形で形成されている。せん断面の凹凸は70 mmと比較的大きい。
	NO 4	破碎層は幅5～8 cm。沸石を多く含み一部には厚さ数cmのものもある。他には径2 cm程度の角礫が存在し角礫の間隙には粘土フィルムが見られる。	せん断面はやや厚い軟質の粘土層よりなる。せん断面の凹凸は10 mmと極めて平坦である。

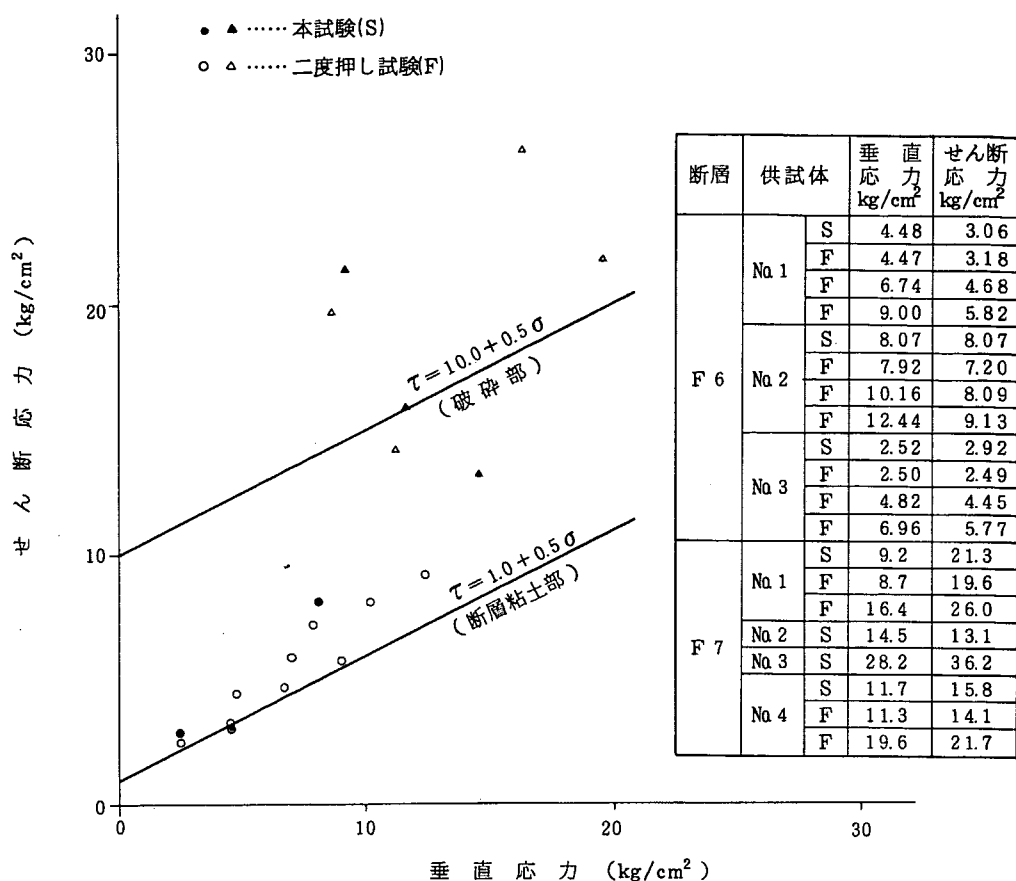


図 - 3 - 11 断層部原位置せん断試験結果一覧図

3.7 基礎岩盤の総合評価

3.7.1 岩級区分および堅岩線

アーチダムの基礎として利用できる岩盤の範囲を定め、また各種の岩盤試験地点で求められた物性値を基礎岩盤全体に適用するためには、基礎岩盤を構成する岩石の岩石学的な特性による分類だけでは不十分であり、①岩石の硬度（風化変質の程度）、②割れ目の発達状況（割れ目の間隔）、③割れ目の状態（割れ目の開口性、挟在物の有無、割れ目沿いの風化変質の程度）等の岩盤としての特性を示す要素を考慮した岩盤分類を行わなければならない。このため温井ダムでは、横坑内観察によって、表-3-5のように、岩塊の硬さをハンマーの打診状況からA、B、Cの3ランクに、割れ目の間隔をⅠ、Ⅱ、Ⅲの3ランクに、割れ目の状態をその密着性、挟在物の有無、割れ目沿いの風化変質状況からa、b、cの3ランクに分類して岩盤の特性を表現し、またボーリングコアの観察によって、表-3-6のように、コアの硬さをa、b、cの3ランクに、コアの状態を1～5の5ランクに分類して岩盤の特性を表現した。そして、これら要素毎の細区分の組合わせを基に表-3-7のような岩盤の総合判定基準を作成し、岩盤を良好なものから順にA、B、C_H、C_M、C_L、Dの6クラスに分類した。

表－３－５ 横坑観察による岩盤分類基準

岩盤の硬さ	A	新鮮堅硬（ハンマーで強打すると火花が出る）。
	B	やや軟質（ハンマーで１～２回強打すると割れる程度）。
	C	軟質（ハンマーや手で容易にくずれる）。
割れ目の間隔	I	５０ cm 以上
	II	２０～５０ cm
	III	２０ cm 以下
割れ目の状況	a	密着。割れ目は新鮮で挟在物なし。
	b	密着ないし一部開口。割れ目沿いに多少風化・変質。
	c	開口。割れ目沿いにかなりの幅をもって風化・変質。粘土シームを挟在。

表－３－６ ボーリングコアの観察による岩盤分類基準

コアの硬さ	a	堅 硬
	b	全般にやや軟質
	c	軟 質
コアの 状態	1	棒 状
	2	菱 形 状
	3	角 礫 状
	4	砂 礫 状
	5	粘 土 状

これらの岩級区分のうち、アーチダムの着岩部岩盤としては原則的に C_H 級岩盤を使用するものとした。また、シュルダー部の厚みとして期待する岩盤は C_M 級以上の岩盤とした。これらの岩盤分類と各種岩盤試験結果を対応させ、設計定数として、基礎岩盤の弾性係数は、 120000 kg/cm^2 、岩盤のせん断抵抗力として $\tau_0 = 250 \text{ t/m}^2$ 、 $\tan \phi = 1.2$ を採用した。ただし、低角度節理等の集中する部分の水平面におけるせん断抵抗としては、 $\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$ 、 $\tan \phi = 1.0$ を採用するものとした。

表-3-7 温井ダム岩盤分類基準

岩 級 区 分		一 般 的 特 徴	露 頭 観 察		横 坑 観 察			ボーリングコア観察			弾 性 波 速 度 (km/sec)	おおよそ のルジオン 値の範囲 (Lu)	代表的細区分 の 組 み 合 せ		
			節 理		節 理 ※2)		ヘアー クラック	※3)	コアの 形 状	平 均 コア長 (cm)			RQD (%)	横 坑	ボーリング
			間隔(cm)	性 状	間隔(cm)	性 状	性 状								
※1) A		新鮮堅硬岩	(100 以上)	(完全 密着)	100 以上	完全密着。	極くわずか。	40 以 上	棒状。	100	90 以上	4.8 以上	1.0 以下	A I a	a 1
B		ハンマーで強打しても容易 に割れず火花が出る。	(50~ 100)		100 ~ 50		完全密着。			完全密着。					
C	C _H	新鮮堅硬岩主体。 割れ目沿いにわずかに風化 変質。 ハンマーで容易に割れない。		(密着)		完全密着。 節理沿いに一 部風化変質。	集中個所 点在。 密着。	30 以上		30	100 ~ 50	3.0 以上	5.0 以下	A II a	a 1
	C _M	割れ目沿いに風化変質し、 薄い粘土物質が付着する。 黒雲母がわずかに褐色をお びる。 ハンマーで強打すると割れ る。	密着。 (部分的 に開口部 あり。)	50 ~ 20	密着。幅1 cm 以下の粘土シ ームあるいは マサ状風化部 を挟在。節理 沿い風化変質。	比較的多 く開口気 味。風化 変質あり。	50 ~ 20	棒状 一部菱 形状	10	50 ~ 30	1.7~4.8	1.0~10	A II b	a 1・a 2	
	C _L	全般に岩盤は風化変質、数 mmの粘土物質を挟む。岩 盤の緩み大。ハンマーで容 易に割れ、小岩片になる。 黒雲母は褐色または熱水変 質を受け、長石が溶脱。岩 塊は脆い。	20 ~ 5	開口気味。 粘土シ ーム挟在。	20 ~ 5	幅1~5 cmの 粘土シーム。 マサ状風化部 あるいは流入 粘土挟在。	多くみ られ、大半 が開口状。 風化変質 進む。	40 ~ 20	10以下	30 ~ 0	0.8~2.2	10 以上	B II b B III b B I c	b 2 b 3	
D	岩芯まで風化変質、手また はハンマーで容易にくずせ る(断層破碎帯、強風化帯、 熱水変質帯)マサ状風化岩。	5 以下	開口また は粘土物 質挟在。	5 以下	マサ状風化岩	開口状風 化。変質 著しい。	20 以下	角礫状 砂状 粘土状		0	0.3~0.9		B II c C II c	c 3 c 4 c 5	

※1) () 内は露頭ではほとんどみられない。

※2) 節理と称するものは長さ1m以上のもの。

※3) シュミットハンマーの反発度。

3.7.2 断層部の評価

ダム設計においては、堤体の力学的安定性とならんで基礎岩盤の安定性についても十分な安全性が確保されるように設計を行わなければならない。基礎岩盤の安定性は特に断層等の弱面の存在によって大きく左右されるため、その安定解析においてはこれら断層の存在位置、規模、方向性を十分に把握し、またその強度特性を正しく知ることが必要である。特にアーチダムの場合、その安定性は基礎岩盤の安定性に負うところが大きいので、この点については十分な配慮が必要である。

温井ダムサイトの場合、断層の幅そのものは小さいが、その方向がちょうどアーチスラストを受けた場合に基礎岩盤内に滑り面を形成するような形になっているため、その連続性、性状（強度）等を正確に把握することが必要となった。しかし、当サイトの断層は、その走向、傾斜、さらには性状が場所場所によってかなり変化しているため、その連続性、性状を求めることに多くの努力を払った。

このため、F-6、F-7断層等の一部の断層に対しては追跡の調査横坑を掘削して、その走向、傾斜、性状の変化状況を実際に確認した。またここでの観察結果を参考にしながら、他の断層についても次に示す方法を用いて各横坑間における断層の対応付けを行った。まず第一に、断層の走向、傾斜を正確に求めるため、クリノメータによる測定に代わって、測量的手法によって横坑内の平均的な走向、傾斜を測定した。次に、図-3-12に示すような様式を用いて、横坑内の各位置で観察される断層の成因的な特徴、漏水の状況等の断層の対応付けに必要な要素を整理分析した。これら検討結果より、同一断層でも区間毎にその走向、傾斜、性状がかなり変化していることが判明し、またその強度評価を行う場合には、区間毎に強度定数を変化させる必要があるとの結論に達した。

各横坑での断層の強度評価は、3.6.2に述べた断層部の原位置せん断試験結果に、第7章で述べるような断層の構成材料の性状、規模を加味した評価方法を加え、その設計強度を表-3-8のように決定した。また横坑間の直接観察できない部分については、ボーリング調査の結果を考慮しながら、ティーセン法によって図-3-13のような強度区分を行った。

試験坑名	掘削位置	材層名	方位	分層記号
AL-4	87.70	F-6	-4.412 -0.148 -2.948	ID

(上流側壁)



(下流側壁)



基礎形式名称	所在地	図面番号	スケッチ地区分	施設ラング
A.L-20	座標 20-⑨ M(1-6)	上原・下田・山・川		

特異スケッチ図

想定断面の性状区分

性状区分				
材料分類	粘土層 [10]	盛り入れ物	連続性 O	断断面形状 O
	カルサイト脈 [1]	透水性 Z		
	灰砂 [2]	性状	透水度 O	
	岩塊 [3]	数値サイズ	剪断面の硬さ	
		篩り具合		
		きれつた荒削り		

カルサイト脈を境に細粒花崗岩が「ズレ」た状況になっている ;

カルサイト脈の間隔 50 ~ 80 cm でクラックゾーン形成されている ;

変位地盤ラング	想定断面の性状区分コード一覧	備考ラング
C:	I Z O O	

図-3-12 横坑観察による断層の分類様式

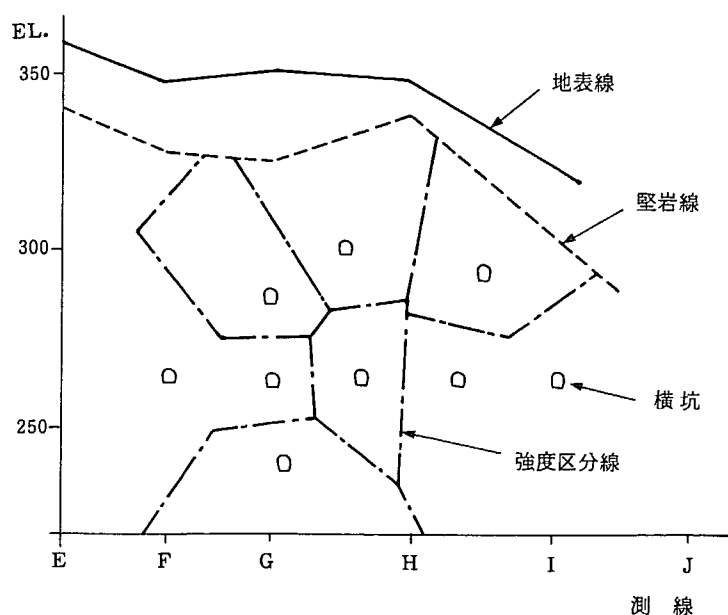


図-3-13 ティーセン法による断層の強度分析

表-3-8 断層のせん断強度

断層番号		確 認 位 置			最強度評価 (t/m ²)	断層番号		確 認 位 置			最強度評価 (t/m ²)	断層番号		確 認 位 置			最強度評価 (t/m ²)		
		標高	横坑名	深度(m)				標高	横坑名	深度(m)				標高	横坑名	深度(m)			
F-1		335	AL-9	139.8	100	F-7		265	AL-1	26.4	100	F-19	F-19	335	AL-9	31.5	30		
F-2		300	AL-8	90.5	100			"	AL-2	29.4	30		F-19-1	"	AL-17	68.3	30		
F-4		265	AL-2	88.9	30			"	AL-4	31.5	30		F-19-2	"	AL-17	59.5	30		
		"	AL-20	60.0	70	"	AL-5	29.0	30	F-20		265	AL-5	64.8	50				
		"	AL-3	78.8	30	"	AR-3	41.0	100	F-21	F-21	240	AL-11	52.0	30				
		"	AL-4	69.5	30	"	AR-4	41.5	30			"	AL-12	5.0	30				
		"	AL-6	68.0	50	"	AR-4	41.0	50			230	AL-13	12.0	100				
		"	AL-15	54.3	30	300	AR-9	8.0	100			265	AL-4	18.1	100				
		"	AL-7	43.5	50	F-9-1	"	AR-5	17.0			100	"	AL-2	75.6	30			
		335	AL-17	30.0	30	F-9-2	265	AR-2	47.0			50	"	AL-1	93.5	30			
F-5		230	AL-11	59.0	10	F-10		"	AR-1			129.0	30	300	AL-6	53.0	30		
		"	AL-12	79.4	10			300	AR-9			119.0	50	F-21-1	265	AL-3	37.8	100	
		"	AL-13	85.6	10			"	AR-10	30.0	50	335	AL-17	45.3	30				
F-6	F-6-1	265	AL-16	72.3	100	F-11		335	AR-7	52.5	30	F-21-2	F-21-2	265	AL-20	27.6	30		
	F-6-2	300	AL-18	30.0	30			370	AR-11	29.7	50			"	AL-3	35.5	100		
	F-6	265	AL-1	55.1	30	F-14		335	AL-9	103.5	70			F-23	F-23	335	AL-17	39.5	70
		"	AL-2	58.5	10			370	AL-19	70.8	70	265	AL-2			43.0	50		
		"	AL-20	35.5	100	230	AL-11	37.5	100	"	AL-1	51.0	70						
		"	AL-3	62.5	50	F-15		"	AL-12	60.0	70	"	AL-16			71.3	100		
		"	AL-4	68.0	10			"	AL-13	69.5	50	300	AL-6			16.7	30		
		"	AL-5	68.0	50	F-16	335	AL-9	159.1	10	"	AL-18	34.1			70			
		300	AL-6	33.5	100	F-17	"	AL-9	151.0	30	F-24	F-24	F-24			230	AL-12	36.5	30
		"	AL-15	20.4	50	F-18	265	AL-5	135.0	10			F-24-1			265	AL-16	49.5	100
	"	AL-7	25.0	50	335		AL-9	135.2	30	"			AL-1	31.1	100				
	F-7		240	AL-11	S-59.5		70	F-19		370	AL-14	34.2	30	F-26		"	AR-1	115.1	50
"			AL-12	S-55.0	30	265	AL-5			85.0	30	F-27		"	AR-10	31.1	50		
"			AL-13	S-66.1	50	300	AL-7			48.0	70								
265			AL-16	24.0	70	"	AL-8			43.0	50								

第 4 章 予 備 設 計

4.1 概 要

アーチダムの詳細設計を行う前に、設計上の問題点を把握し、設計における基本方針を固め、ダムの概略的な位置を決めるための予備設計を実施した。

当ダムサイトにおける設計上の問題点としては、2.3 に示したように、

- ①左岸側下流で地山が逃げているという地形的制約から、ダム取付け位置が限られた範囲に限定されること。
- ②左岸側のNW-S E系、N-S系断層の組合せがショルダー部に滑り線を形成する形となっていること。
- ③左岸側地山が薄く、地形上F-18系断層沿いに貯水池からダム下流へぬける浸透路が形成される可能性があること。
- ④河床部F-5断層の変形性と遮水性について検討する必要があること。
- ⑤右岸側F-10、F-11断層沿いの滑動について検討する必要があること。
- ⑥左岸側中～低位標高の低角度節理群が①において形成されるブロックの底面を切る形となっていること。

等が挙げられる。予備設計ではこれらの点を十分考慮してダム軸の概略的な選定を行った。

次に、設計上の基本方針として以下の事項を決定した。

- ①アーチダムの着岩面としては、原則としてC_H級岩盤を使用する。
- ②C_M級岩盤とC_L級岩盤の境界を堅岩の境界とし、ショルダー部岩盤としてはC_M級岩盤以上を期待する。
- ③ダム形状として放物線アーチを採用する。

ここで、①については、アーチダムから伝わる巨大な荷重を支持する岩盤は十分な剛性を有する必要があると考えられるため、このような岩盤としてC_H級岩盤を考えることとしたものである。また②については、ショルダー部において滑動に対する安定性を考える場合、安全を見込んでC_L級岩盤以下の強度を期待しないこととしたものである。③については、左右岸に存在する断層沿いの滑動に対する安全率を高めるため、可能な限りアーチスラストを地山深部に向けることが必要であると考え、従来の研究成果にしたがってこのような場合に有利な放物線アーチを採用したものである。

4.2 設計条件

ダムの予備設計に用いた設計条件等は次のとおりである。

(1) ダム寸法

堤頂標高	EL.385.0 m
基礎岩盤標高	EL.230.0 m

常時満水位	EL. 360.0 m
サーチャージ水位	EL. 381.0 m
設計洪水位	EL. 384.0 m
最低水位	EL. 289.0 m
堆砂位	EL. 289.0 m

(2) 設計に用いる基本定数

貯水の単位体積重量	$\rho_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
コンクリートの単位体積重量	$\rho_c = 2.3 \text{ t/m}^3$
堆砂の水中での単位体積重量	$\rho_s = 1.1 \text{ t/m}^3$
泥圧係数	$C_e = 0.5$
コンクリートの弾性係数	$E_c = 2.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
基礎岩盤の弾性係数	$E_R = 7.0 \times 10^5 \text{ t/m}^2$
コンクリートのポアソン比	$\nu_c = 0.2$
基礎岩盤のポアソン比	$\nu_R = 0.2$
コンクリートの熱膨張係数	$C_c = 1.0 \times 10^{-5} \text{ deg}^{-1}$
設計震度	$k = 0.24$
堅岩部のせん断強度	$\tau_R = 200 \text{ t/m}^2, \quad f = 1.0$
断層部のせん断強度	$\tau_F = 30 \text{ t/m}^2, \quad f = 0.5$

なお、これらの値の一部については、その後の調査試験結果に基づいて本設計の段階で修正している。

(3) 設計荷重

設計荷重は各貯水位に対して次の荷重からなる。

・常時満水位

静水圧，堤体自重，泥圧，地震時動水圧，地震時慣性力，揚圧力，温度荷重

・サーチャージ水位

静水圧，堤体自重，泥圧，地震時動水圧，地震時慣性力，揚圧力，温度荷重。ただし設計震度は常時満水位における値の $1/2$ とする。

・設計洪水位

静水圧，堤体自重，泥圧，揚圧力，温度荷重

・最低水位

静水圧，堤体自重，泥圧，地震時動水圧，地震時慣性力，揚圧力，温度荷重

4.3 座取りの比較

予備設計では、前述した当サイトにおける問題点，設計上の基本方針に留意しながら，ダム軸として最上流の案と考えられる上流案，上流案より右岸側を下流に移動させた中流 B 案，中流 A

案，さらに左右岸とも下流に移動させた下流案の4案を考え，堤体積，掘削量，基礎岩盤の安全性，その他仮設備の配置等に対して比較的検討を行った。詳しい解析方法については第5章，第6章において述べるが，その結果次のような結論が得られた。すなわち，表-4-1に示すように，下流案は他案と比較して堤体積，掘削量が大きく，またショルダーの厚みも薄いので対象案から外す。次に，右岸側の卓越した断層であるF-10，F-11は地山の奥深くに存在しており，その二次元せん断摩擦安全率が小さいのは計算方法に問題があるためと考えられ，詳細な検討においてはこれら断層に対して十分な安全性が確保されると期待できるため，ダム軸を選定するための判定の対象から外す。しかし，左岸側の岩盤内に存在する断層については，その位置，走向がダム下流において川側へ抜ける滑り面を形成しているため，設計上問題が大きいと判断した。そこで左岸側のアーチスラストを山の深部に向け，アーチスラストと断層ができる限り直交するように座取りを選択することが好ましいと考えた。このようなことから，左岸側の二次元せん断摩擦安全率を重視し，座取りとして中流案を採用した。また，中流B案と中流A案とは大差ないが，全般的にやや中流A案が有利といえる。したがって中流A案を基本として詳細設計を進め，基礎岩盤の安全性を確保しかつ経済的になるような座取り，堤体形状，根入れ等を詳細に検討し直すこととした。

4.4 予備設計段階での問題点

予備設計を実施した過程において，問題となった事項は次のとおりである。

- ① EL.375 m以上の標高においては，アーチダムを C_H 級岩盤に据えられず， C_M 級岩盤に取付けることとなる。
- ② Henny の式による二次元せん断摩擦安全率は兩岸とも小さく，現段階では所定の安全率が確保されていない。
- ③ 1 台のケーブルクレーンでアーチダム堤体を完全にカバーしきれない。

上述した事項は予備設計において比較した各案に対して大なり小なり問題となるものであるが，

①については，EL.375 m以上ではアーチスラストがかなり小さくなること， C_H 級岩盤を外れる区間が標高的に短い範囲に限られることおよび C_M 級岩盤でも弾性係数は十分に大きなことなどから必ずしも問題にはならないと考えられる。また②については，Hennyの式を用いて二次元状態としてせん断摩擦安全率を計算する場合，断層のせん断強度，内部摩擦角のみによって安全率が定まり，抵抗力として基礎岩盤の厚みが適切に評価できないため，実際の安全率よりかなり小さな値が得られたものと考えられる。この点については川治ダムの基礎岩盤の安定解析においても指摘されており，より現実に近い安全率を示すと思われる三次元解析の結果は二次元解析の結果よりもかなり大きな安全率を示すことが確かめられている。川治ダムでの経験から判断して当サイトにアーチダムは十分建設可能であると考えられる。ただし，最終的には三次元的に安全性を確認することが必要であることはいうまでもない。③については，ケーブルクレーンでカバーできない範囲は左岸上位標高のごく一部であり，トラッククレーン等を用いて十分対処可能で

ある。

以上のことからアーチダム建設は十分可能であると判断して、中流A案を基本として、左岸の安定性を重視しながら最終的な座取り、堤体形状を決める詳細設計に移ることとした。

表-4-1 予備設計各案の比較

対象案		上流案	中流B案	中流A案	下流案
比較項目		2L = 345m	2L = 365m	2L = 345m	2L = 400m
概略位置図					
堤体体積 (m³)		800,000 (1.000)	820,000 (1.025)	800,000 (1.000)	894,000 (1.118)
堤別量 (m³)	左岸	580,000	630,000	700,000	1,200,000
	右岸	690,000	970,000	850,000	490,000
	計	1,270,000 (0.819)	1,600,000 (1.032)	1,550,000 (1.000)	1,690,000 (1.090)
(設計洪水位)	最大圧縮	85	85	85	
	最大引張	10 ※	10 ※	10 ※	
断層等の安全率 (Hennyの式による) 左岸側					
断層等の安全率 (Hennyの式による) 右岸側					
アバットメント周辺の地質状況		○	○	○	△
下流側におけるショルダーの厚み		○	○	○	×
仮設橋の設置性		×	○	○	△

※ 模型実験と計算値の差を加味して修正

第 5 章 ダム堤体の設計

5.1 概 要

ダムの構造設計において検討すべき事項として堤体の安定性および基礎岩盤の安定性が挙げられるが、特にアーチダムの設計過程においては、上記 2 つの事項を切り離して考えることはできない。すなわち、堤体の座取り、形状は堤体応力等の堤体の安定性からのみ定まるものではなく、堤体を支える基礎岩盤の安定性をも十分確保するように定めなければならない。このような条件のもとで安全で経済的なアーチダムを設計するためには、試行錯誤によって上記安定性を確保する適切な座取り、堤体形状を繰り返して検討し、いずれの条件をも同時に満足するような座取り、堤体形状を決定する必要がある。これを概念的に示したものが図-5-1である。

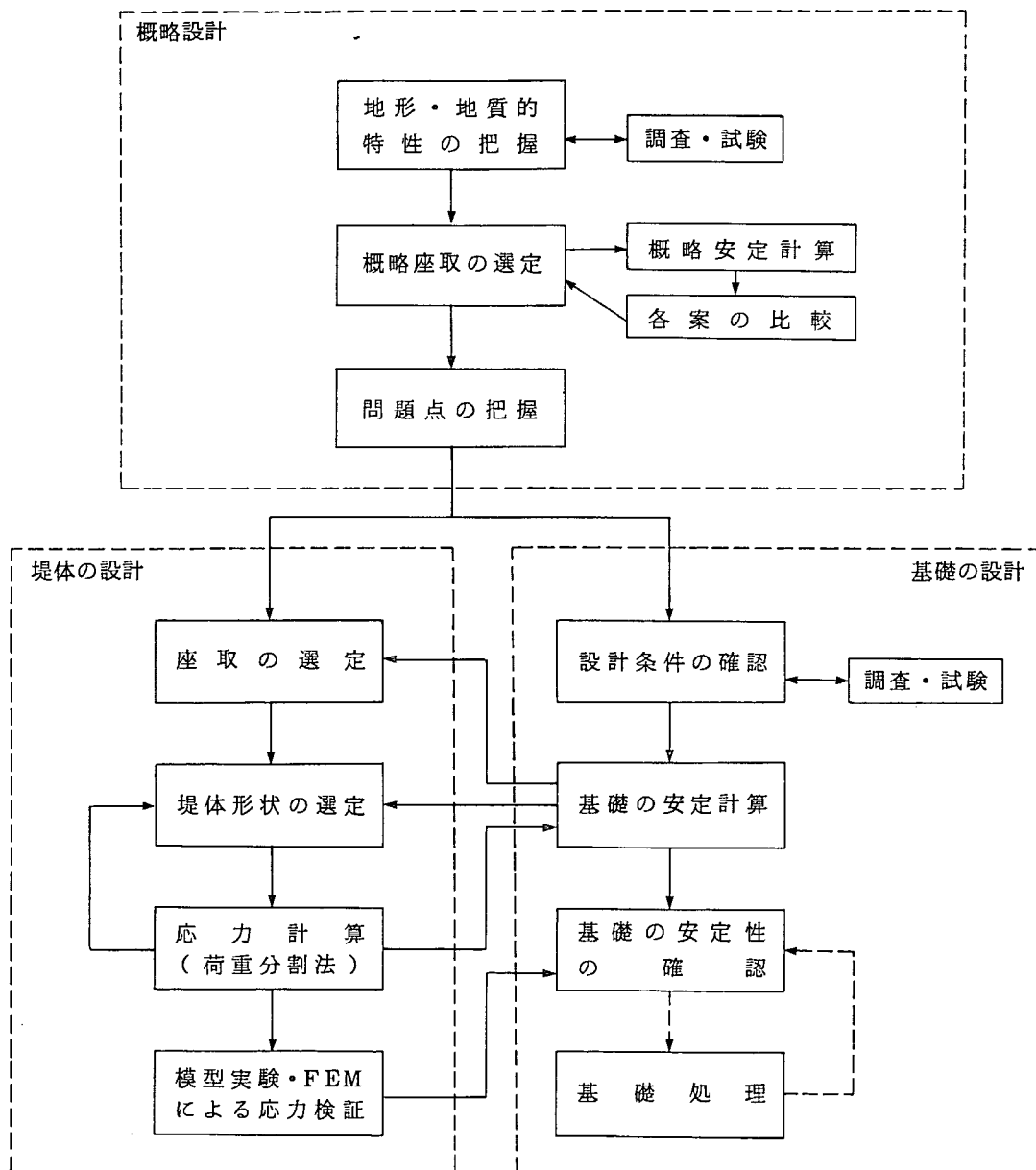


図-5-1 構造設計の流れ図

しかし、堤体の安定性と基礎岩盤の安定性の検討を併行して述べることにすると説明が煩雑となるため、本章では堤体の安定性を主体とした説明を加え、基礎岩盤の安定性についての説明は第6章において行うものとする。ただし、これらの過程では、堤体と基礎岩盤の安定性の相互的な関係について常に注意が払われていることはいうまでもない。

堤体応力（形状）については、主として荷重分割法の半径方向調整計算で比較検討を行い、最終形状案については三次元有限要素法による解析を加え、さらに模型実験による応力検証を実施して最終的な形状を決定するものとした。このような手順をとったのは次のような理由に基づいている。すなわち、荷重分割法はアーチダム堤体の応力解析法として従来より一般化されている廉価で簡便な応力解析方法であるが、計算を簡略化するために多くの仮定が含まれており、必ずしも精度よい解析法とは考えられてはいない。したがって解析結果の評価に当たっては、荷重分割法のもつ解析上の誤差を十分把握し、実際に生じるであろう応力を適切に評価する必要がある。このため、三次元有限要素法を応力検証法として利用することを試みているが、本法も所定の解析精度を得るために必要十分な要素分割数が確かめられていないことから、いまだ解析手法として確立されているとはいえない点がある。そこで堤体の最終形状に対しては模型実験を併せて実施して最終的な判断を行うこととしたものである。

詳細設計においては予備設計時での基本方針にしたがって、左岸側の安全性に注意しながら堤体形状の選定を進めた。

5.2 設計条件

堤体の詳細構造設計を行うに当たっての設計条件等を以下に示す。

(1) ダム寸法

堤頂標高	EL. 385.0 m
基礎岩盤標高	EL. 230.0 m
常時満水位	EL. 360.0 m
サーチャージ水位	EL. 381.0 m
設計洪水水位	EL. 383.5 m
最低水位	EL. 289.0 m
堆砂位	EL. 289.0 m

(2) 設計に用いる基本定数

貯水の単位体積重量	$\rho_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
コンクリートの単位体積重量	$\rho_c = 2.3 \text{ t/m}^3$
堆砂の水中での単位体積重量	$\rho_{s'} = 1.1 \text{ t/m}^3$
泥圧係数	$C_e = 0.5$
コンクリートの弾性係数	$E_c = 2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
基礎岩盤の弾性係数	$E_R = 1.2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

コンクリートのポアソン比 $\nu_C = 0.2$

基礎岩盤のポアソン比 $\nu_R = 0.2$

コンクリートの熱膨張係数 $C_C = 1.0 \times 10^{-5} \text{ deg}^{-1}$

設計震度 $k = 0.24$

基礎岩盤のせん断強度（所要堅岩線の計算に用いる値） $\tau_R = 250 \text{ t/m}^2$, $f = 1.2$

(3) 設計荷重

構造設計は、ダム为非越流部の直上流部における水位が①常時満水位である場合、②サーチャージ水位である場合、③設計洪水水位である場合、④その他ダムの危険が予想される水位（最低水位）である場合について行い、荷重の種類は上記の各水位に応じて表－５－１のように組合せた。

表－５－１ 構造計算に用いる荷重の種類

水 位	荷 重 の 種 類
常 時 満 水 位	堤体自重、静水圧、泥圧、地震時慣性力、地震時動水圧、揚圧力、温度荷重
サーチャージ水位	同 上
設 計 洪 水 位	堤体自重、静水圧、泥圧、揚圧力、温度荷重
最 低 水 位	堤体自重、静水圧、泥圧、地震時慣性力、地震時動水圧、揚圧力、温度荷重

(4) 判定条件

最終的な応力目標値としては、過去に荷重分割法によって設計建設された建設省関係のダムの実績、コンクリートの配合強度等を加味して、地震を考慮しない場合の最大圧縮応力を 80 kg/cm^2 以内に、また最大引張応力を 10 kg/cm^2 程度におさえるものとした。ただし、荷重分割法における片持梁下部上流端の最大引張応力については、模型実験に比較して大きな引張応力が生じること、また過去のダムではこのような点を考慮して 30 kg/cm^2 程度までの引張応力許容して何ら支障が出ていないことなどから、これを 30 kg/cm^2 以内に納めることとした。また地震を考慮した時は３割増しの許容応力値を考えた。

5.3 アーチダムの構造解析に関する基本的事項

アーチダムの堤体応力に影響を及ぼす要素は、アーチスパン（ $2L$ ）、アーチ中心角（ $2\phi_A$ ）拱頂片持梁のオーバーハング量（ X_C ）、ダム厚（ T_A 、 T_C ）である。

アーチダムの設計に際しては、谷形状、地質的特性を考慮しつつ、ダム堤体および基礎岩盤の安定性が保たれ、かつ経済的な堤体形状が得られるように上記要素を選定しなければならない。また応力集中の生じる特異点の発生を防ぐために、これらの値は幾何学的連続性を保って変化させる必要がある。

上記各要素と堤体応力との概略的な関係を示すと以下のようになる。

i) アーチスパン ($2L$)

アーチスパンは、谷形状および基礎岩盤の状態等から自づと決定されるものであるが、所要堅岩線等から求められる基礎岩盤への根入れ深さの過不足から、若干の修正が要求されるのが一般である。応力的な関係では、一般にスパン $2L$ が大きいほどアーチ応力、片持梁応力ともに増加することは言うまでもないが、標高毎のスパン $2L$ の差（すなわち $2L$ の軌跡方程式の傾き）はアバットメントでの基礎面の角度を規定し、この差が大きいほど片持梁への荷重分担が大きくなり、片持梁応力が大きくなる。

ii) アーチ中心角 ($2\phi_A$)

アーチ中心角は、アーチスパンと同様に基礎岩盤の安定性への影響が大きな要素である。堤体応力の面からは大きな中心角を採用するのが有利であり、基礎岩盤の安定性の面からはアーチスラストを地山深部に向けるために小さな中心角を採用するのが有利であるという相反する条件がある。このため建設省では、川俣ダム、矢木沢ダム建設時の研究に基づき、矢作ダムの設計以来放物線アーチを採用して小さな中心角で堤体応力を良好な値に保つ方法が用いられてきた。当ダムでも基礎岩盤内に存在する断層の方向性、尾根の薄さ等を加味して、基本的には中心角 $2\phi_A = 75^\circ$ の放物線アーチを考え、応力分布、地形、地質的な特性からこれに微修正を加えるものとした。

一般にアーチ中心角を増加させた場合、水平応力は圧縮応力、引張応力とも減少する。またアーチ作用が効果的に働きその変形量が小さくなるため、鉛直応力も同様に減少する。

iii) 拱頂片持梁のオーバーハング量 (X_C)

拱頂片持梁のオーバーハングは、自己修復作用を利用して地震時における応力の健全な配分を促すことを期待するものであるが、この値を大きくすると片持梁要素上流面に発生する鉛直方向の引張応力が大きくなるため、その上限値が規制される。また現在一般に用いられている定角アーチダムの場合、オーバーハング量を小さくすると、側方片持梁が上流側にオーバーハングする結果、ジョイントグラウチングによって一体化される前の側方片持梁下流面に鉛直方向の引張応力が発生する。これらのことから拱頂片持梁のオーバーハング量の下限値が規制される。

一般に拱頂片持梁のオーバーハング量を増加させた場合、片持梁要素の自重による曲げモーメントが増大する結果、上流面鉛直応力は引張側に移行し、下流面鉛直応力は圧縮側に移行する。一方、水平応力については大きな変化は見られない。

iv) ダム厚 (T_C, T_A)

ダム厚は、上記各要素の値がほぼ定まった段階で、応力状態が適切な値になるように堤体積等を考慮しながら調整される。また、不等厚アーチにおいては、クラウンからアバットメントまでのダム厚を次第に変化させる代わりに、クラウン付近に等厚部を設ければ、堤体応力に問題を与えない範囲で堤体積の減少が期待できる。

一般にダムの厚さを増加させた場合、アーチ要素、片持梁要素ともに断面二次モーメントが大きくなる結果、水平応力、鉛直応力とも圧縮応力、引張応力が減少する。また、片持梁要素の変形の大部分は曲げモーメントによって生ずるのに対し、アーチ要素の変形には曲げモーメントのほかに軸力による変形も含まれ、軸力による変形は曲げモーメントによる変形よりもダムの厚さによる変化量が少ないため、アーチ要素の変形性の低下量は片持梁のそれよりも少くなる。この結果、アーチ要素の荷重分担は減少し、水平応力の改善はより大きなものとなる。

下部標高のダムの厚さを増加させた場合、上部アーチ要素の剛性は変化しないのに対し、片持梁要素底部の剛性が高まるため、上部アーチ要素の荷重分担は減少し、水平応力は上下流面とも減少する。一方、片持梁要素の荷重分担は増加する反面、片持梁底部での断面二次モーメントが大きくなる結果、下部標高の鉛直応力は圧縮応力、引張応力とも減少する。

アバットメントにおけるダムの厚さを増加させた場合、拱頂片持梁要素の剛性は変化しないのに対し、アーチ要素および側方の片持梁の剛性は大きくなる。この結果、拱頂片持梁要素の荷重分担は減少し、側方の片持梁要素では荷重分担は増加する。このようなことから、拱頂片持梁底面付近の鉛直応力は、圧縮応力、引張応力とも減少する。またアバットメント付近の鉛直応力についても、側方片持梁の荷重分担が増加する反面、断面二次モーメントも増加する結果、その応力は同様に減少する。水平応力については、クラウンでのアーチ要素の分担荷重が増加し、またアバット付近での分担荷重が減少する結果、クラウンの圧縮応力は増加する。また断面二次モーメントが増大する結果、アバットメントにおける水平応力は減少する。

V) 荷重分割法の特 性

以上の各形状要素の特性を踏えてアーチダムの構造設計が行われるわけであるが、前述したように荷重分割法には計算を簡略化するためにその解析過程に多くの仮定が含まれており、必ずしも真の応力状態が再現されていないと考えられることから、構造設計に際しては、過去に実施された荷重分割法と堤体構造模型実験との比較等から定性的に求められた特性を考慮した解析を行うことが必要とされている。

荷重分割法は、アーチダムを鉛直、水平の二系の要素に分割し、外荷重等をこれら二系の要素に分割分担させ、その交点でそれぞれの要素の撓みが一致するように分割荷重を求める解析法であり、その際計算の簡略化を図るために次のような省略ないしは仮定が用いられている。

- (1) アーチ要素と片持梁要素の交点において調整すべき成分としては、①半径方向変位、②接線方向変位、③鉛直方向変位、④半径方向軸周りの回転、⑤接線方向軸周りの回転、⑥鉛直方向軸周りの回転とが考えられるが、半径方向調整計算ではこのうち最も支配的と考えられる半径方向変位しか考慮されていない。さらに完全調整計算でもこれに接線方向変位と鉛直方向軸周りの回転の調整が加えられるだけで、鉛直方向変位、半径方向軸周りの回転、

接線方向軸周りの回転に対しては調整が行われていない。

- (2) 計算は梁理論を用いており、このためポアソン比に応じて発生する片持梁の接線方向応力、アーチの鉛直方向応力は計算されていない。
- (3) 変半径アーチ等の場合、側方片持梁では一般に上位標高と下位標高において半径方向が異なるためその形状が捩れた形になっている。このため半径方向荷重による半径方向分力と接線方向分力は、天端と底では各々方向が異なり、上記の“捩り調整”のため捩れモーメントとは別に鉛直軸周りの捩れモーメントが生ずるが、計算にはこのようなモーメントが考慮されていない。
- (4) 着岩部において片持梁要素はアーチ要素から立上っていると仮定していることから、着岩部における荷重分割を求めることができない。このためアーチ半径方向荷重に対しては、アバットメント傾角 α の余弦、正弦の2乗に比例してアーチ要素、片持梁要素にそれぞれ荷重を分割し、自己平衡荷重に対してはアバットメントでゼロと仮定している。
- (5) 基礎岩盤の変形計算に対して、基礎の変形は基礎面の形状とは無関係であるとし、軸を直線とした面積が等しく縦横の比率が等しい等価展開平面を考え、同一荷重により同一変形量が起こると仮定している。

これらの仮定による影響は以下に示すようである。

- (1) 鉛直方向変位、半径方向軸周りの回転、接線方向軸周りの回転に対する調整が行われていないことの影響は、片持梁要素側面に作用するせん断応力の大きさに依存し、拱頂片持梁底面および左右岸アバットメント付近で大きくなる。
- (2) 片持梁の接線方向応力、アーチの鉛直方向応力の影響は、梁理論で算出した応力に対しポアソン比で示されるが、一般にアーチダムでは圧縮応力が大きく引張応力が小さいことから考えて、引張側への影響が出る所はその影響が小さく、さらに引張応力が生じて問題となる部分、あるいは最大圧縮応力の生じる部分では他方向の要素の応力状態がこれと反対の符号の応力となるので設計上の問題は小さいと考えられる。
- (3) 側方片持梁の捩れの影響はその岩着部で大きくなる。また、このような荷重を無視していることから完全調整計算の意味が薄れる。
- (4) 本仮定による分担荷重の分布形状から判断すると、半径方向荷重の分担に対しては、アーチ作用を無視している拱頂片持梁底面以外ではよい近似を与えているが、自己平衡荷重に対しては、かなり分布形状が乱れる。これは、完全調整計算が半径方向調整計算よりも必ずしも精度が向上しない一因と考えられる。
- (5) 本仮定では、下部標高のダム厚が大きなところでは縦横比を大き目に、逆に上部標高では縦横比を小さ目に取っている。このため下部標高での変形性は小さく評価され、その結果アバットメント付近での曲げモーメントは大きな値、クラウンでの曲げモーメントは小さな値を示す。また上部標高においては変形性が大きく評価されるが、アーチスパンが長く撓みが大きくなるのでその影響は小さい。

以上の仮定から、解析精度はアバットメント、特に拱頂片持梁底面で低いものと判断される。これを表-5-2に示した過去の堤体模型実験と荷重分割法（半径方向調整計算）の計算値との比較から見てみると、確かに拱頂片持梁底面で大幅な移行が認められる。

表-5-2 堤体模型実験と荷重分割法の比較

応 力	実験値における計算の定性的な変化
片持梁上流面応力 (σ_U)	下部標高において、15 ~ 30 kg/cm ² 圧縮側へ移行。 中位標高において、5 ~ 15 kg/cm ² 圧縮側へ移行。 上部標高において、数 kg/cm ² 圧縮側へ移行。
片持梁下流面応力 (σ_D)	下部標高において、15 ~ 30 kg/cm ² 引張側へ移行。 中位標高において、5 ~ 15 kg/cm ² 引張側へ移行。 上部標高において、数 kg/cm ² 引張側へ移行。 上部アバットメントにおいて、数 kg/cm ² 圧縮側へ移行。
アーチ上流面応力 (σ_E)	下部標高において、数 kg/cm ² 圧縮側へ移行。 中位標高において、数 kg/cm ² 引張側へ移行。 中位アバットメントにおいて、数 kg/cm ² 圧縮側へ移行。 上部標高において、数 kg/cm ² 引張側へ移行。
アーチ下流面応力 (σ_I)	下部標高において、15 ~ 30 kg/cm ² 引張側へ移行。 中位標高において、5 ~ 15 kg/cm ² 引張側へ移行。 上部標高において、5 ~ 15 kg/cm ² 引張側へ移行。

しかし堤体模型実験についても、基礎岩盤模型と堤体模型の接着性に問題があるほか、載荷装置の誤差、歪計の貼付けや結線による誤差等により、アバットメント付近の精度はあまり高くないと考えられる。したがって荷重分割法による計算値に上表を適用したものが必ずしも実際の堤体応力に近づくとは限らず、この部位の応力は三次元有限要素法の解析結果をも加味して慎重に判断すべきであると考えられる。

5.4 堤体の設計

5.4.1 設計の経緯

ここまでアーチ形状を定める各要素の堤体応力に及ぼす影響、荷重分割法を用いて解析を行う場合の一般的な留意点等について述べてきたが、堤体の形状によってこれら特性の影響度には差があることから、当ダムの設計における応力変化の傾向を示しながらその最終形状を決定するまでの過程を述べるものとする（表-5-3参照）。

i) アーチスパン、アーチ中心角

アーチスパン、アーチ中心角は、ダム軸における谷形状、断層の存在位置を考慮しつつ、

表 - 5 - 3 設計の経緯一覧表

Case	堤 高 H	アーチ スパン長 2L	オーバ ーハング量 X _C	クラウン ダム厚 T _C	アバットメント ダム厚 T _A	左岸側アーチ 中 心 角 φ _A	右岸側アーチ 中 心 角 φ _A	片 持 梁 応 力*		ア ー チ 応 力*			備 考
								上流面 σ _U	下流面 σ _D	上流面 σ _E	下流面 σ _I	下部下流面 σ _I	
	プラグ案												
	アーチ部												
13	140m	345m	-14m	10~31m	10.5~36 m	37.5~33.5°	37.5~36.5°	-31.3	83.6	66.9	80.7	10.3	E _R = 70,000kg/cm ² , E _C = 200,000kg/cm ²
14				8~28	9 ~35			-37.1	88.8	75.1	87.2	11.6	
15				9~29				-35.1	87.3	71.4	86.9	10.9	
16				10.5~36				-40.5	93.6	70.5	82.2	8.9	E _R = 120,000kg/cm ² , E _C = 250,000kg/cm ²
17				9~30				↓	93.3	70.2	81.7	8.7	
18				10~30	↓			-38.3	91.8	67.1	82.2	9.0	
19				9~30.5	10.5~36.5			-39.4	↓	70.0	81.7	8.6	
20				8~31	10 ~36			-37.8	89.9	68.1	82.2	8.5	
21			↓	8~32	10 ~36.5			-36.3	88.9	66.4	82.1	8.1	} 施工時において片持梁下流面に 3 kg/cm ² 以上の引張応力が発生。
22			-12	↓	↓			-30.3	81.7	67.1	82.7	7.4	
23			-15	8~33	9 ~37			-33.7	83.9	64.8	↓	8.2	
24			-16	↓	↓			-35.5	86.5	64.0	83.1	8.6	3次元有限要素法を実施。
25			↓	8~34	↓	↓	↓	-35.0	84.4	63.5	82.9	8.2	
26			↓	8~32	9 ~40	37.5~37	37.5~37.9	-34.3	84.7	63.4	79.6	10.6	EL. 265m 以下等厚部なし。
27		↓	-15	↓	↓		↓	-31.7	81.6	64.2	79.3	10.1	
28		350	↓	8~32	↓		37.5~35.5	-30.9	81.4	66.2	76.1	5.6	根入れの変更(弾性波解析により地山堅 岩線が深いと判明)
29			-16	↓	↓			-34.3	85.6	65.4	76.4	6.0	
30			-15	↓	9 ~39			-31.0	81.6	66.4	76.1	5.3	
31			↓	8~33	9 ~40	↓	↓	-29.5	79.9	64.7	76.0	5.1	
32	↓	↓	↓	↓	↓	37.5~38	37.5~38	29.6	79.9	64.8	↓	5.3	

* 注) 単位は kg/cm²

所要堅岩線等による所定の安全率を有する根入れから決定した。

形状を放物線アーチとしたのは既に述べた理由によるが、アーチ中心角は次の理由により基本的に 75° を用いることとした。すなわち、アーチ中心角の変化によるアーチスラストの向きの変化については、川俣ダム設計時の研究にみられるようにダム厚とアーチ半径の関係によってアーチスラストが最も山側へ向くアーチ中心角が求まるが、当ダムの場合、ダムスラストの向きが問題となるEL. 260 m ~ EL. 335 mでのアーチ中心角の最適値は 75° 程度であり、これを 75° 以下にすると堤体応力の悪化等のデメリットはあってもメリットはないと考えられたからである。しかし下部標高においては、中心角を大きくすると、上流側へのオーバーハングをおさえるために側方片持梁の基底の厚みが著しく増すことから、EL. 385 ~ EL. 280 mでは中心角 75° を用い、EL. 280 m から下では中心角の値を漸次減じEL. 245 mで中心角が 70° となるように設計を進めた。また上、中位標高において左岸側中心角を小さくして右岸側へやや振った形状とし、左岸側の安全性を重視する方針に沿って設計を行った。

ii) プラグの採用

ダムの座取りを中流A案付近に設定した本体構造設計を進めるに当たり、ダム軸付近の地形、地質を詳細に検討した結果、EL. 250 m以下の谷形状が急激に狭くなり、堅岩部が張り出していることが判明した。このような場合、プラグを採用することにより掘削量および堤体積を節約できる（ダム形状のみでこの地形に合致させようとしても、幾何学的連続性を保ち、不静定次数の高い三次元構造物としての安定性を確保するためにはEL. 230 mでのスパンをかなり長くせねばならない。）。また掘削時の基礎岩盤の性状の変化への即応性の面からもプラグの採用は有効である。このようなことからEL. 245 m以上をアーチ部とし、それ以下をプラグ部として設計することとした。なおプラグ形状の詳細な検討は5.4.3に記す。

iii) 設計条件の変更

Case 13 からプラグの採用を決め、アーチ部分の高さ140 mとして堤体応力計算を実施した。Case 13 からCase 15 までは予備設計と同様に基礎岩盤の弾性係数 $E_R = 70000 \text{ kg/cm}^2$ 、堤体コンクリートの弾性係数 $E_C = 200000 \text{ kg/cm}^2$ として設計を進めたが、基礎岩盤の変形試験結果および堤体コンクリートの配合等の検討に基づいて、Case 16 からは $E_R = 120000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_C = 250000 \text{ kg/cm}^2$ で計算を行い直した。

$E_R = 120000 \text{ kg/cm}^2$ で設計を行うと拱頂片持梁底面の応力にその影響が大きく現われ、引張応力で 40 kg/cm^2 前後、圧縮応力で 90 kg/cm^2 前後の値を示す結果となった。これをダム厚の調整で適当な値とするのは不経済であると考えられたので、オーバーハング量の調整によって改良を行ったのがCase 22 からCase 24 である。

iv) オーバーハング量の調整

オーバーハング量を小さくすれば堤体自重による曲げモーメントが減少する結果、完成後

の片持梁応力は改善されるが、反面、側方の片持梁が上流へオーバーハングするため、施工時に下流面においてかなりの引張応力が発生し、また低水時の下流から上流へ向う地震に対しても危険となる。したがってプラグ案採用前のオーバーハングの検討も参考にして、上部標高で急激にオーバーハング量を変化させる形状を用いて設計することとした。その結果、Case 24 ではほぼ満足できる応力状態を得た。

V) 三次元有限要素法による検討

Case 24 の形状で設計を進めることとして、三次元有限要素法による解析を実施した。その結果、従来荷重分割法と模型実験との定性的比較から言われてきた傾向に反して、荷重分割法の解析結果にみられる片持梁の下部標高上流端における引張応力は、圧縮側へ移行することなく大きな引張応力のままであった。三次元有限要素法は、現在、要素の分割形状、要素数等と解析精度との関係を検討しつつある段階ではあるが、その引張応力が応力集中や解析精度の低下といった理由のみから生じたとは考えられず、したがって片持梁上流引張応力をさらに小さくする方針から形状を再検討することとした。

vi) 片持梁上流端引張応力の調整

片持梁上流端の引張応力を小さくするために Case 25 以下の検討を実施した。調整ははじめ拱頂片持梁のダム厚を厚くすることによって行った。しかしこの場合、側方片持梁の上流側へのオーバーハング量を抑えるためにアバットメントでのダム厚を厚くしなくてはならない結果となり、これをオーバーハング量を変化させることで対処するものとした。この調整により、施工時に発生する引張応力を荷重分割法の半径方向調整による計算値で $2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ 以内、完成後における片持梁上流端の計算最大引張応力を 30 kg/cm^2 以内に納めるようにした。

vii) アーチ下流面水平引張応力の調整

片持梁上流端応力とは逆に、荷重分割法では適切な応力値を示すが既往のアーチダムの模型実験ではかなり引張側に応力の移行を示すのが下部標高におけるアーチ下流面の水平応力である。温井アーチダムに関してはまだ模型実験が終了していないことから、この下流面水平応力がどのような値を取るのかは明確ではない。Case 24 においては下流面水平応力として 8.4 kg/cm^2 の圧縮応力を示し、また三次元有限要素法による解析結果からも適切な応力値を得ているが、引張応力発生の可能性をはっきりと否定することもできないことから、他へ悪影響を及ぼさないかぎりにおいて荷重分割法での計算応力値をなるべく大きくする方針を取ることにした。このため Case 27 では下部アーチ中心角を若干大きくした。

vii) 地山堅岩等高線の変更

Case 27 から微調整段階に入ろうとした。この時点で温井ダムサイトの基礎岩盤における弾性波探査を用いた解析の整理が完了し、それによって Case 27 までの検討に用いてきた地質図よりも地表部の緩みが深いことが分り、 C_H 級、 C_M 級の堅岩等高線が上部標高で地山深部に後退した。したがって前地質図によって設計したアーチスパン長等は変更を余儀無く

された。新しい地質図による形状検討が Case 28 から Case 32 である。Case 28 で右岸側アーチ中心角を小さくしたのは、下部標高右岸側の根入れが深くなりすぎるのを避けたためである。これによる応力悪化はあまり認められなかった。

5. 4. 2 最終形状

以上の検討から定めた最終形状の軌線方程式は次のとおりである。

① アーチスパン長：2 L

$$2L = -8.187134503 \times 10^{-4} z^2 + 1.888304094 z + 101.6842105 \quad (z \geq 45)$$

$$2L = -0.005815204672 z^2 + 2.337988304 z + 91.56631579 \quad (45 > z \geq 20)$$

$$2L = -0.002723099415 z^2 + 3.194619883 z + 83.0 \quad (20 > z)$$

② クラウンにおける堤体厚：T_C

$$T_C = -0.1785714286 z + 33.0$$

③ クラウンにおけるアーチ中心線のX座標：X_C

$$X_C = 0.0017142857 z^2 - 0.15428571 z - 12.0 \quad (z \geq 45)$$

$$X_C = 2.328042 \times 10^{-4} z^2 - 0.020952378 z - 15.0 \quad (45 > z)$$

④ クラウンにおけるアーチ中心線のY座標：Y_C

$$Y_C = 0.0$$

⑤ クラウンにおけるアーチ法線がX軸となす角：θ

$$\theta = 0.0$$

⑥ アバットメントの堤体厚：T_A

$$T_A = -0.190336134 z + 35.64705883 \quad (z \geq 55)$$

$$T_A = 2.5793179317 \times 10^{-3} z^2 - 0.474061053 z + 43.44949408 \quad (55 > z \geq 20)$$

$$T_A = 3.227791118 \times 10^{-4} z^3 - 0.01895558224 z^2 + 40.0 \quad (20 > z)$$

⑦ 左岸アバットメントのアーチ中心角：Lφ_A（左岸側の中心角は正符号とする。）

$$L\phi_A = -7.9153254 \times 10^{-7} (z - 140)^2 + 0.65449847 \quad (z \geq 35)$$

$$L\phi_A = -4.511734 \times 10^{-5} z^2 + 3.3244348 \times 10^{-3} z + 0.58468531 \quad (35 > z \geq 20)$$

$$L\phi_A = 1.07669385 \times 10^{-4} z^2 - 0.0027870342 z + 0.6458 \quad (20 > z)$$

⑧ 右岸アバットメントのアーチ中心角：Rφ_A（右岸側の中心角は負符号とする。）

$$R\phi_A = -7.9153254 \times 10^{-7} (z - 140)^2 - 0.65449847 \quad (z \geq 35)$$

$$R\phi_A = 2.612057 \times 10^{-5} z^2 - 1.6622172 \times 10^{-3} z - 0.63704518 \quad (35 > z \geq 20)$$

$$R\phi_A = 6.87335125 \times 10^{-5} z^2 - 0.0033667349 z - 0.62$$

⑨ 左岸等厚部のアーチ中心角：Lφ₁（左岸側の中心角は正符号とする。）

$$L\phi_1 = L\phi_A / 2 \quad (z \geq 55)$$

$$L\phi_1 = -9.22502908 \times 10^{-4} z^2 + 0.1015426001 z - 2.469881886 \quad (55 > z \geq 45)$$

$$L\phi_1 = 3.70346784 \times 10^{-4} z^2 - 0.01481387074 z + 0.1481387074 \quad (45 > z \geq 20)$$

$$L\phi_1 = 0.0 \quad (20 > z)$$

⑩ 右岸等厚部のアーチ中心角： $R\phi_1$ （右岸側の中心角は負符号とする。）

$$R\phi_1 = R\phi_A / 2 \quad (z \geq 55)$$

$$R\phi_1 = 9.474927206 \times 10^{-4} z^2 - 0.104156919 z + 2.532356419 \quad (55 > z \geq 45)$$

$$R\phi_1 = -3.77651483 \times 10^{-4} z^2 + 0.0151060593 z - 0.1510605932 \quad (45 > z \geq 20)$$

$$R\phi_1 = 0.0 \quad (20 > z)$$

ここで、各記号は図-5-2のように定義し、 z はアーチ部底面（E L 245.m）を原点とした値である。これを図示したのが図-5-3の軌跡図である。また図-5-4以下に本形状に対する各水位時の堤体応力を示す。また各水位毎のアーチスラストの大きさを表-5-4に示す。

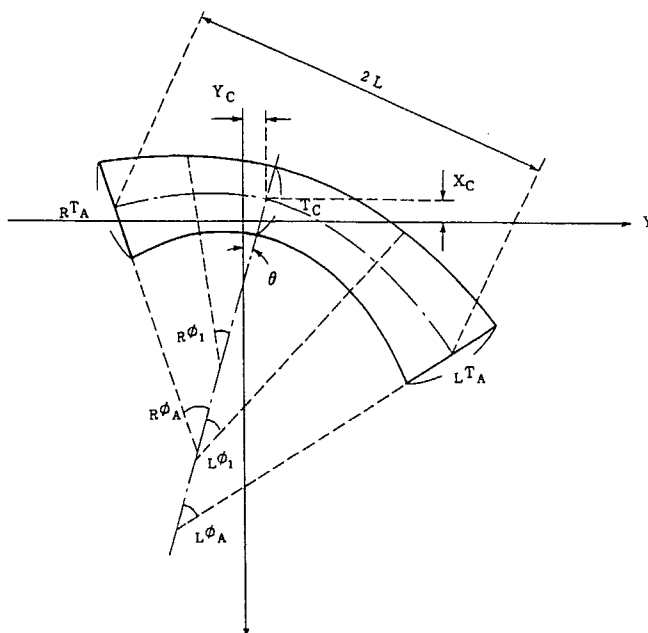


図-5-2 アーチ定規説明図

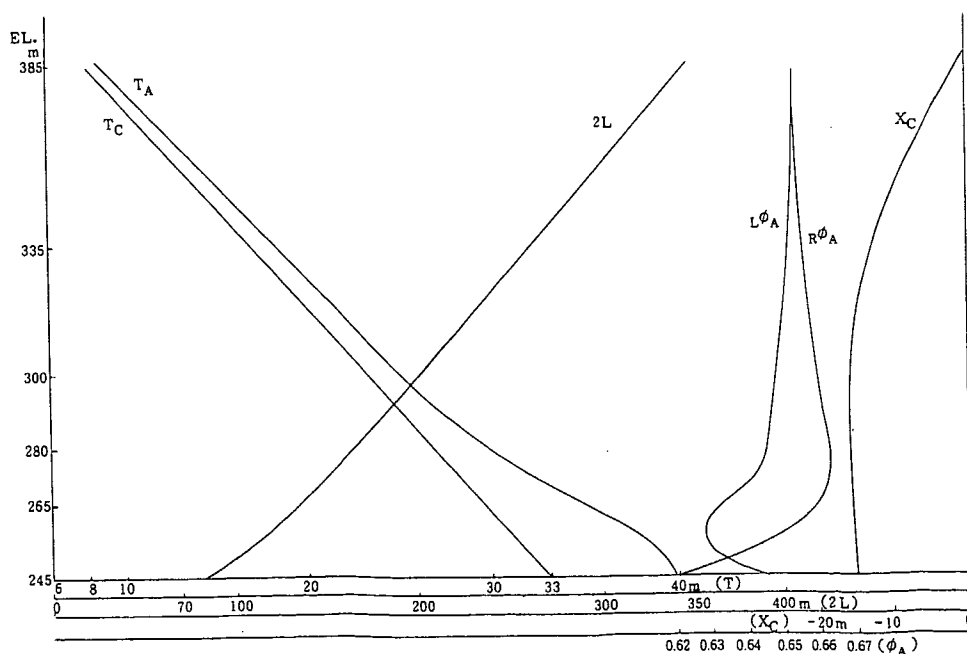


図-5-3 ダム形状軌跡図

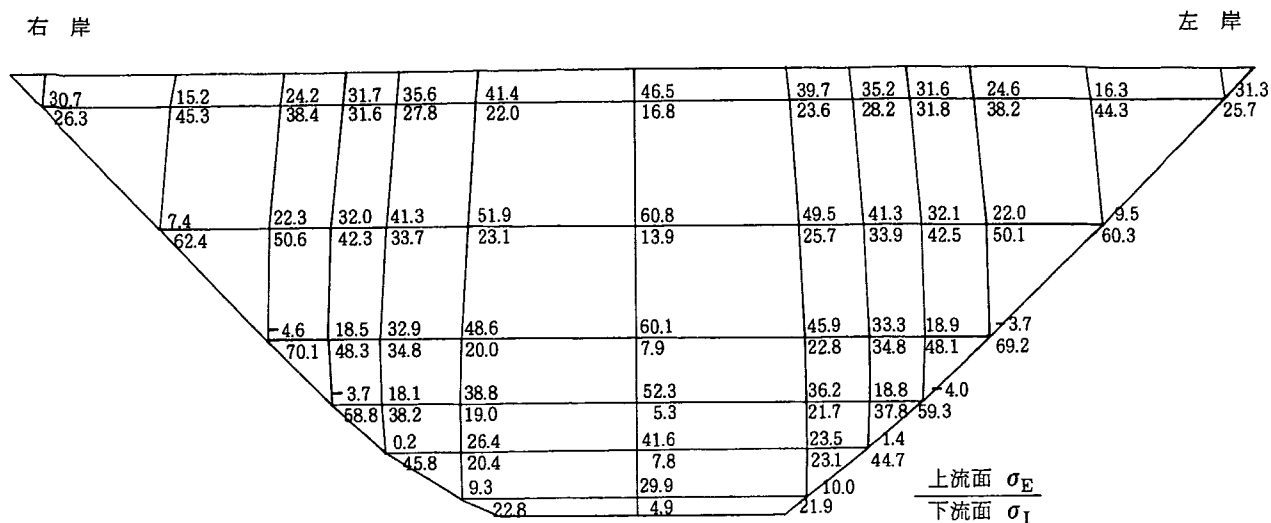


図 - 5 - 4 水平応力図 (常時満水位, $k = 0.24$)

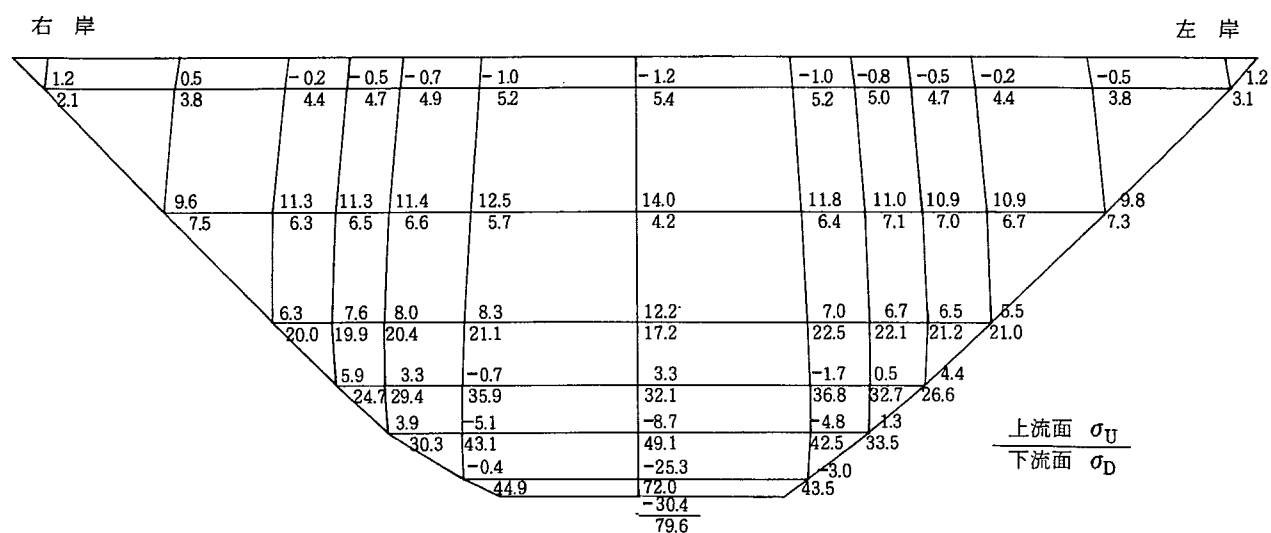


図 - 5 - 5 鉛直応力図 (常時満水位, $k = 0.24$)

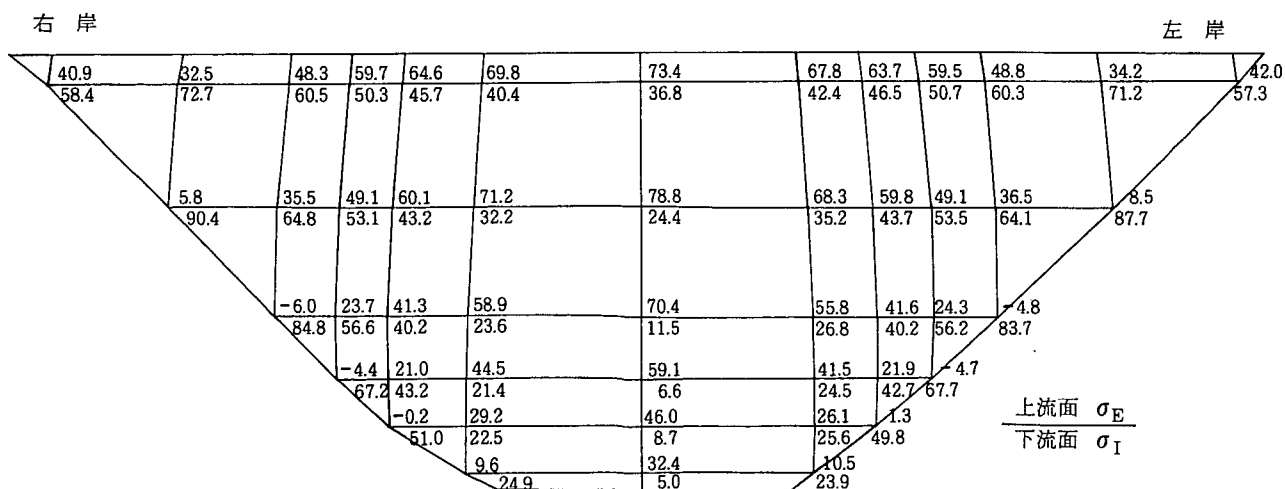


図 - 5 - 6 水平応力図 (サーチャージ水位, $k = 0.12$)

表-5-4 各水位でのスラスト一覧表

(a) 常時満水位 ($k = 0.24$)

	EL.	vW	c_rM	c_rV	c_rH	wW	wM	a_rM	a_rH	a_rV
	m	t/m	t·m/m	t/m	t/m	t/m	t·m/m	t·m/m	t/m	t/m
左岸	375	0.0	-193.9	-43.3	-33.2	227.1	5.7	557.8	3104.4	188.3
	335	31.6	-1076.5	-264.7	-209.4	1531.0	1779.6	-14502.5	6449.2	-200.4
	300	18.0	-18332.9	-1307.8	-441.5	3178.1	10398.6	-38423.5	8243.9	-1384.7
	280	-5.1	-36125.8	-1794.0	-633.9	4348.9	20312.2	-47458.2	8289.4	-2386.1
	265	146.8	-56720.6	-2317.7	-818.5	5397.2	25889.4	-44189.1	8055.5	-2888.6
	250	317.6	-87604.6	-3264.4	-1138.7	6668.6	31849.6	-15492.2	6286.2	-1448.3
	245	1082.8	-112206.8	-5609.6	0.0	7554.1	-19655.7	—	—	—
右岸	375	0.0	-193.9	-43.3	33.2	227.2	5.9	437.7	3104.4	193.3
	335	30.0	-1288.5	-264.5	212.2	1532.3	1905.2	-15708.6	6450.9	-250.1
	300	-5.9	-18466.5	-1281.4	449.3	3179.8	11479.8	-39392.7	8238.8	-1489.3
	280	-64.1	-36136.0	-1733.2	646.3	4343.9	22805.9	-46858.0	8270.0	-2452.0
	265	30.1	-55630.6	-2266.3	833.4	5376.2	30674.5	-46501.4	8033.8	-2702.9
	250	320.0	-90981.0	-3658.6	1161.3	6647.9	31873.6	-17649.5	6321.3	-952.1
	245	1082.8	-112206.8	-5609.6	0.0	7554.1	-19655.7	—	—	—

(b) サーチャージ水位 ($k = 0.12$)

	EL.	vW	c_rM	c_rV	c_rH	wW	wM	a_rM	a_rH	a_rV
	m	t/m	t·m/m	t/m	t/m	t/m	t·m/m	t·m/m	t/m	t/m
左岸	375	3.2	-156.1	-52.1	-16.6	227.1	5.7	-1511.8	5409.0	166.7
	335	95.9	-7998.4	-612.1	-106.0	1531.0	1779.6	-22639.1	8896.1	-510.5
	300	134.2	-33319.2	-1610.5	-271.0	3178.1	10398.6	-46688.9	9923.6	-1796.2
	280	157.0	-53322.3	-1886.9	-420.7	4348.9	20312.2	-54315.8	9461.2	-2782.6
	265	373.8	-75365.0	-2329.2	-576.5	5397.2	25889.4	-49471.3	8922.4	-3232.0
	250	611.5	-107464.7	-3261.9	-878.2	6668.6	31849.6	-17509.4	6782.8	-1591.1
	245	1507.7	-132920.6	-5629.9	0.0	7554.1	-19655.7	—	—	—
右岸	375	3.2	-156.1	52.1	16.6	227.2	5.9	-1727.2	5409.2	170.3
	335	91.1	-8203.2	-606.7	108.6	1532.3	1905.2	-24181.8	8898.2	-581.1
	300	97.7	-33313.5	-1573.9	274.7	3179.8	11479.8	-47895.0	9917.6	-1922.4
	280	78.6	-53284.8	-1823.0	425.7	4343.9	22805.9	-53684.8	9438.7	-2857.8
	265	230.1	-74010.5	-2280.9	577.8	5376.2	30674.5	-52100.6	8894.7	-3027.7
	250	613.3	-111474.4	-3697.7	905.4	6647.9	31873.6	-19878.3	6800.4	-1060.8
	245	1507.7	-132920.6	-5629.9	0.0	7554.1	-19655.7	—	—	—

(c) 設計洪水位 ($k = 0.0$)

	EL.	vW	$c_r M$	$c_r V$	$c_r H$	$w W$	$w M$	$a_r M$	$a_r H$	$a_r V$
	m	t/m	t·m/m	t/m	t/m	t/m	t·m/m	t·m/m	t/m	t/m
左岸	375	4.5	-110.4	-43.3	0.0	27.1	5.7	-1448.2	4414.4	116.9
	335	93.3	-6945.6	-506.2	-1.7	1531.0	1779.6	-19307.8	7404.4	-547.8
	300	135.8	-28229.0	-1357.8	-58.3	3178.1	10398.6	-39653.7	8425.2	-1685.3
	280	142.3	-45045.4	-1613.6	-136.1	4348.9	20312.2	-46425.9	8140.9	-2493.0
	265	336.2	-63664.9	-2015.0	-239.0	5397.2	25889.4	-42473.3	7786.1	-2646.1
	250	545.2	-91303.7	-2842.6	-480.4	6668.6	31849.6	-15095.8	6117.3	-929.6
	245	1360.8	-111684.8	-4959.4	0.0	7554.1	-19655.7			
右岸	375	4.5	-110.4	-43.3	0.0	227.2	5.9	-1617.2	4414.2	113.4
	335	88.7	-7097.0	-499.8	3.3	1532.3	1905.2	-20597.9	7402.6	-488.6
	300	92.1	-28233.4	-1325.1	58.5	3179.8	11479.8	-40725.3	8430.0	-1575.3
	280	70.5	-45095.7	-1557.9	134.2	4343.9	22805.9	-45916.3	8160.4	-2424.6
	265	204.8	-62733.1	-1977.3	228.8	5376.2	30674.5	-44748.2	7815.0	-2824.4
	250	547.0	-94821.4	-3237.9	504.8	6647.9	31873.6	-17088.5	6131.2	-1425.4
	245	1360.8	-111684.8	-4959.4	0.0	7554.1	-19655.7			

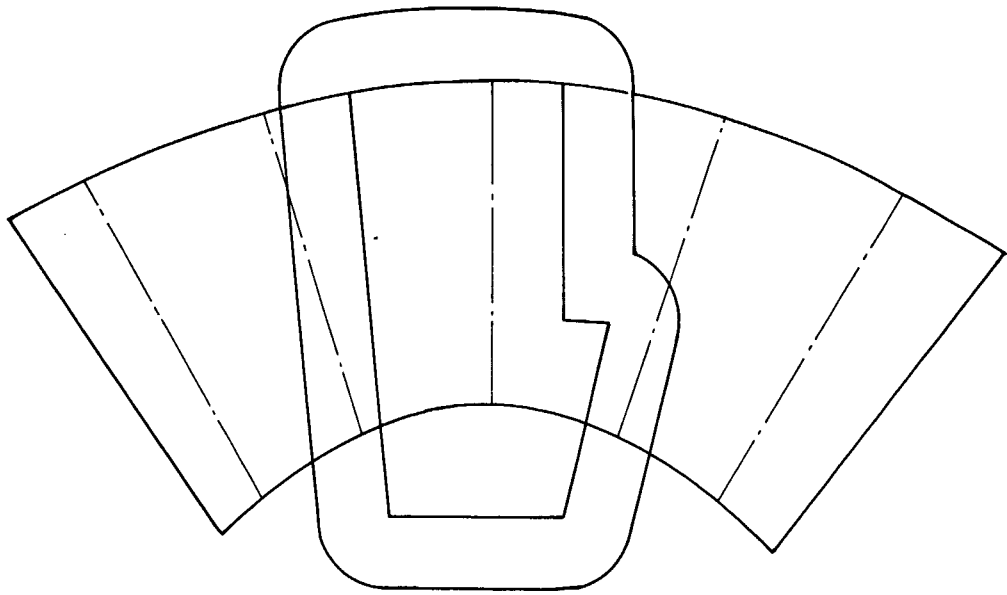
- 注) vW 水重による片持梁推力 (圧縮を正)
 $c_r M$ 片持梁曲げモーメント (上流圧縮を正)
 $c_r V$ 片持梁半径方向せん断力 (上流向を正)
 $c_r H$ 片持梁接線方向せん断力 (右岸向を正)
 wW 自重による片持梁推力 (圧縮を正)
 wM 自重による片持梁曲げモーメント (上流圧縮を正)
 $a_r M$ アーチ曲げモーメント (上流圧縮を正)
 $a_r H$ アーチ推力 (圧縮を正)
 $a_r V$ アーチ半径方向せん断力 (上流向を正)

5.4.3 プラグの設計

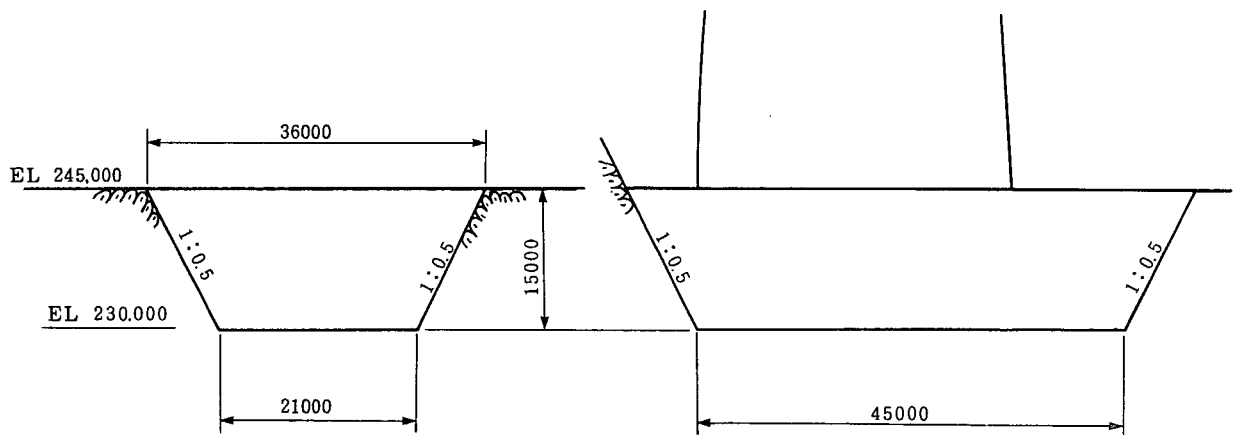
温井ダムの設計は当初堤高 155 m を全てアーチ構造として進められてきたが、設計の過程で次の理由で EL. 245 m 以下をプラグ構造とした方が有利と判定され、最終的には EL. 245 m 以下をプラグ構造として設計するものとした。

- ① 地山地形が EL. 250 m 以下で急激に狭くなり、また堅岩部も張り出している。
- ② 河床部に存在する F-5 断層はその変形性が問題となるが、河床部をプラグ構造とした場合、基礎岩盤掘削時の岩盤状況が予想と異なった時にその対応が容易である。
- ③ F-5 断層周辺のクラッキーゾーンの遮水処理に対して、プラグ構造とした場合、その浸透路長を長くとれる。
- ④ アーチ部堤高が低くなることによって、アーチ部の設計が容易となる。

プラグ形状は図-5-12のように F-5 断層を置換したような形状とした。このため、本来



平面図



断面図

図-5-12 プラグ形状図

転倒，滑動の可能性は考えにくいわけではあるが，安全を見込んで背面の基礎岩盤を期待しない独立した重力構造物として設計を行うものとした。なお設計は，川治ダム，豊平峡ダム等の例を参考にした。

a) 転倒に対する条件

プラグの安定性は三次元ブロックとして検討した。プラグに作用する荷重としては，アーチ部よりプラグ上面に作用する鉛直力およびせん断力のほか，プラグ上面に作用する水重，堆砂重，プラグ前面に作用する静水圧，プラグ底面に作用する揚圧力，および地震荷重を考慮した。

この結果，プラグ底面での上流端鉛直応力は最も問題となる常時満水位でも 2.9 kg/cm^2 の

圧縮応力であり、転倒に対する安定性は十分確保されていると判断した。

b) 滑動に対する安定性

プラグの滑動に対する安定性は、プラグ底面と側面のせん断抵抗を期待するものとして次式によって三次元ブロックとしての安定性を検討した。

$$n = \frac{\tau_{OB} \cdot A_B + \tau_{OS} \cdot A_S + f (W + V + V' - U)}{H + P + I}$$

ここに、

τ_{OB} , τ_{OS} : プラグ底面および側面のせん断強度

A_B , A_S : プラグ底面および側面の面積

f : プラグ底面の内部摩擦係数

W : プラグ自重

V : プラグ上面に作用するアーチ部の垂直力

V' : プラグ上面に作用する水重および堆砂重

U : プラグ底面に作用する揚圧力

H : プラグ上面に作用するアーチ部のせん断力

P : プラグ前面に作用する静水圧

I : プラグに作用する地震時慣性力

である。なおせん断強度は、底面に対してはF-5断層と堅岩部のせん断強度の加重平均をとって 200 t/m^2 , 側面部に対しては堅岩部の強度 250 t/m^2 を用いた。また内部摩擦係数は安全側を見込んでF-5断層の値である $\phi = 30^\circ$ を用いた。この時、最も問題となるサーチャージ水位でも安全率は4.0となり、滑動に対する安定性は十分確保されていると判断した。

c) 沈下に対する検討

プラグはF-5断層に対しては断層置換工として作用する。そこでF-5断層による不等沈下に対して、これを許容範囲に収めるために必要なプラグの高さを左右岸方向断面に対する二次元有限要素法によって検討した。解析はプラグを設けずF-5断層を未処理としたケース(ケース1), F-5断層をプラグによって置換したケース(ケース2), F-5断層が存在しないと仮定したケース(ケース3)の比較により行った。この結果を見るとプラグ処理のケース2の沈下量は、未処理のケース1の場合の沈下量の60%, F-5断層が存在しない場合のケース3の沈下量の116%に抑えられている。またプラグに発生する水平の引張応力については、ケース2とケース3とでほとんど差が見られず、プラグ形状は図-5-12に示す形状で十分であると判断した。

第 6 章 基礎岩盤の設計

6.1 概 要

ダム設計においては、堤体の構造解析もさることながら、基礎岩盤の力学的安定性を確認することが重要な課題となる。特にアーチダムの設計に際しては、ダム堤体の力学的安定性が基礎岩盤の力学的安定性に大きく依存すること、さらに基礎岩盤に作用する荷重強度（応力）が特に大きいことから、基礎岩盤の安定性については十分すぎるほどの検討が必要である。

ダム基礎岩盤の力学的安定性については、基礎岩盤中の弱点と考えられる面に対して 4 以上のせん断摩擦安全率が必要であると規定されている。これに対して、二次元スライス上での滑り破壊について Henny の公式を用いた安定解析を行うのが一般であるが、アーチダムの基礎岩盤においては、さらに剛体すべり法、ロッキーパー法と呼ばれる三次元解析によってより詳細な検討を実施することが多い。これは、アーチダムが重力ダムと異なり三次元構造物であり、ダムから基礎岩盤へ作用する荷重が三次元的に伝達されること、また堤体が三次元一体構造物であり実際に想定される滑り破壊の形体が三次元的であること、さらにアーチダムの基礎岩盤に対して想定される滑り面は基礎岩盤内深部に存在し、二次元スライス上の滑り線の長さのみを評価する二次元解析では、基礎岩盤（ショルダー）の厚みを適切に評価できないことなどによる。

そこで、温井ダム基礎岩盤の安定解析においては、比較的簡便な Henny の公式を用いた二次元解析によって問題となる滑り面を形成すると思われる断層を抽出し、さらにこれをより正確厳密な三次元解析で評価するという手法を採用した。以下その詳細を示す。

6.2 所要堅岩線

アーチダム下流側の基礎岩盤（ショルダー）の厚みは基礎岩盤の安定性に大きな影響を与えることから、アーチダムの座取り、アバットメントの根入れ深さを決定する際には、ショルダーの厚みを十分に検討しなければならない。その検討方法としては、通常、所要堅岩線による方法が用いられている。本法は、基礎岩盤の水平断面に対して、アーチダム着岩部の上流端より滑り破壊が生ずるものとして任意方向の滑り線を想定し、その滑り面沿いのせん断摩擦安全率として所要の値を確保するために必要な滑り線の長さを求めるものである。図-6-1 に示す揚圧力の分布を仮定した場合、所要堅岩長は次式により求められる。

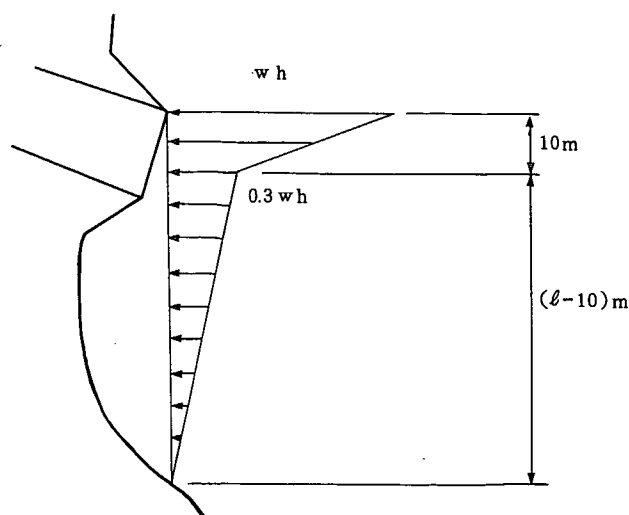


図-6-1 所要堅岩線の計算における
揚圧力分布の仮定

$$\ell(\theta) = \frac{nT \cos(\theta_0 - \theta) - f \{T \sin(\theta_0 - \theta) - 5wh\}}{\tau_0 - 0.15wh} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

- τ_0 ……想定滑り線沿いのせん断強度
- f ……想定滑り線沿いの内部摩擦係数
- n ……所要せん断摩擦安全率
- T ……アーチスラスト
- θ_0 ……アーチスラストとアーチダム着岩面のなす角度
- θ ……想定滑り線とアーチダム着岩面のなす角度
- w ……水の単位体積重量
- h ……アーチダム着岩面上流端での貯水頭

である。いま滑り線の方を種々変化させ、
各々の方向に対して(1)式より所要滑り線の長さを求めれば、図-6-2のような包絡曲線が得られる。これを所要堅岩線という。基礎岩盤の安定性は所要堅岩線と基礎岩盤内の堅岩等高線との相対的位置関係から評価されている。つまり所要堅岩線と堅岩等高線が交差する場合には基礎岩盤が所要の安全率を持たないことを意味し、逆に所要堅岩線が堅岩等高線よりも大きく内に入っていれば、基礎岩盤の安定性に関して余裕があり過ぎ、基礎掘削が大きく不経済であることを示している。

しかし、この場合基礎岩盤が等方均質体であることが前提条件として必要となるため、実際の基礎岩盤に対しては基礎岩盤の物性値の

加重平均を用いて滑り線上の強度を想定する必要がある。しかしこのような方法として適切な方法が確立されていないため、所要堅岩線による解析はアーチダムの座取り、アバットメントの根入れ深さを決定する一応の目安として使用されているのが現状であり、後に詳細な解析を行って最終的な基礎岩盤の安定性を確認するのが一般である。

温井ダムの設計では、各標高に対して、所要堅岩線と堅岩等高線とが接するように、座取り、アバットメントの根入れを考え、これに対して以下のような詳細な安定解析を実施して最終的な安定性を確認した。

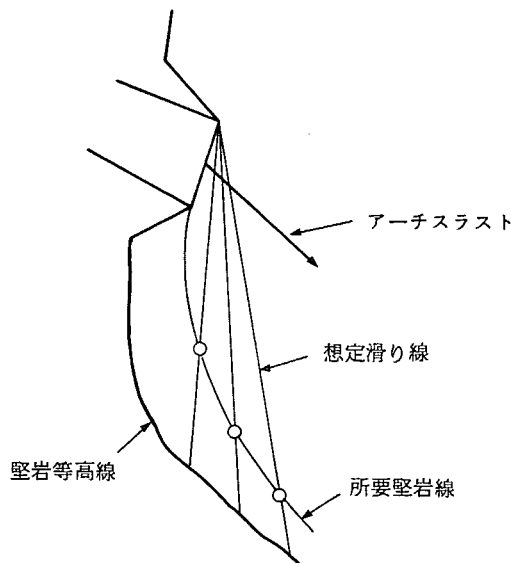


図-6-2 所要堅岩線

6.3 二次元解析による安全性の評価

6.3.1 全体安全率

二次元スライス上の滑り破壊に対して安全率を算出する手法としては、通常、D. C. Henny が重力ダム の安定計算法として Coulomb の 内部摩擦説とコンクリート供試体の一軸圧縮試験に現れるせん断破壊結果に基づいて提案したいわゆる Henny の 式が用いられている。Henny の式は次式で表わされる。

$$n = \frac{\tau_0 \ell + f V}{H} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

n …… せん断摩擦安全率

τ_0 …… 滑り線沿いのせん断強度

ℓ …… 滑り線の長さ

f …… 滑り線沿いの内部摩擦係数

V …… 単位幅当りの滑り線に作用する垂直力

H …… 単位幅当りの滑り線に作用するせん断力

である。しかし実際に解析を行う場合には、断層の組合わせからなる直線でない滑り面に対して(2)式をどのように適用するのかが問題となる。この点については過去のアーチダム設計時の様々な検討により、図-6-3に対して次式を用いて安全率を評価するのが妥当であるとされている。

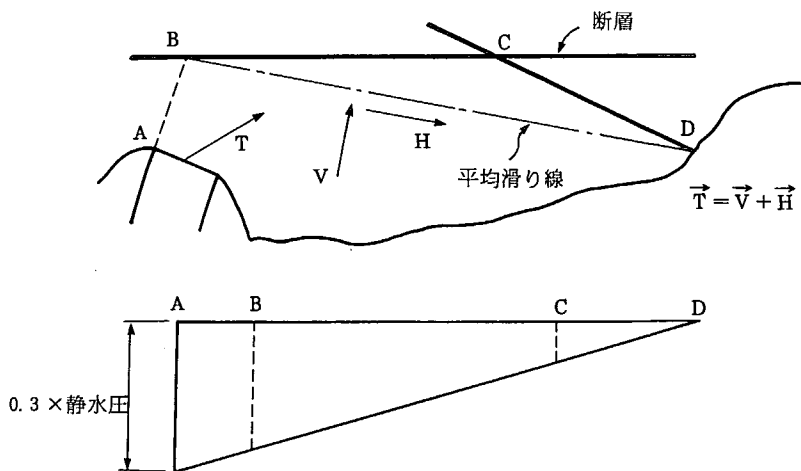


図-6-3 Henny の式の適用方法

$$n = \frac{\tau_F (\ell_{BC} + \ell_{CD}) + f_F (V - U_{\perp})}{H + U_{\parallel}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

τ_F …… 断層のせん断強度

f_F …… 断層の内部摩擦係数

V …… 平均的な滑り方向に垂直なアーチスラスト成分

H …… 平均的な滑り方向に平行なアーチスラスト成分

$U_{\perp}$ …… 平均的な滑り方向に垂直な間隙水圧の成分

$U_{\parallel}$ …… 平均的な滑り方向に平行な間隙水圧の成分

である。

温井ダムの最終的なダムの座取りと形状に対して、(3)式を用いて行った解析結果を図-6-4に示す。本図は縦軸に解析を行った各水平スライスの標高、横軸に解析結果である各標高毎

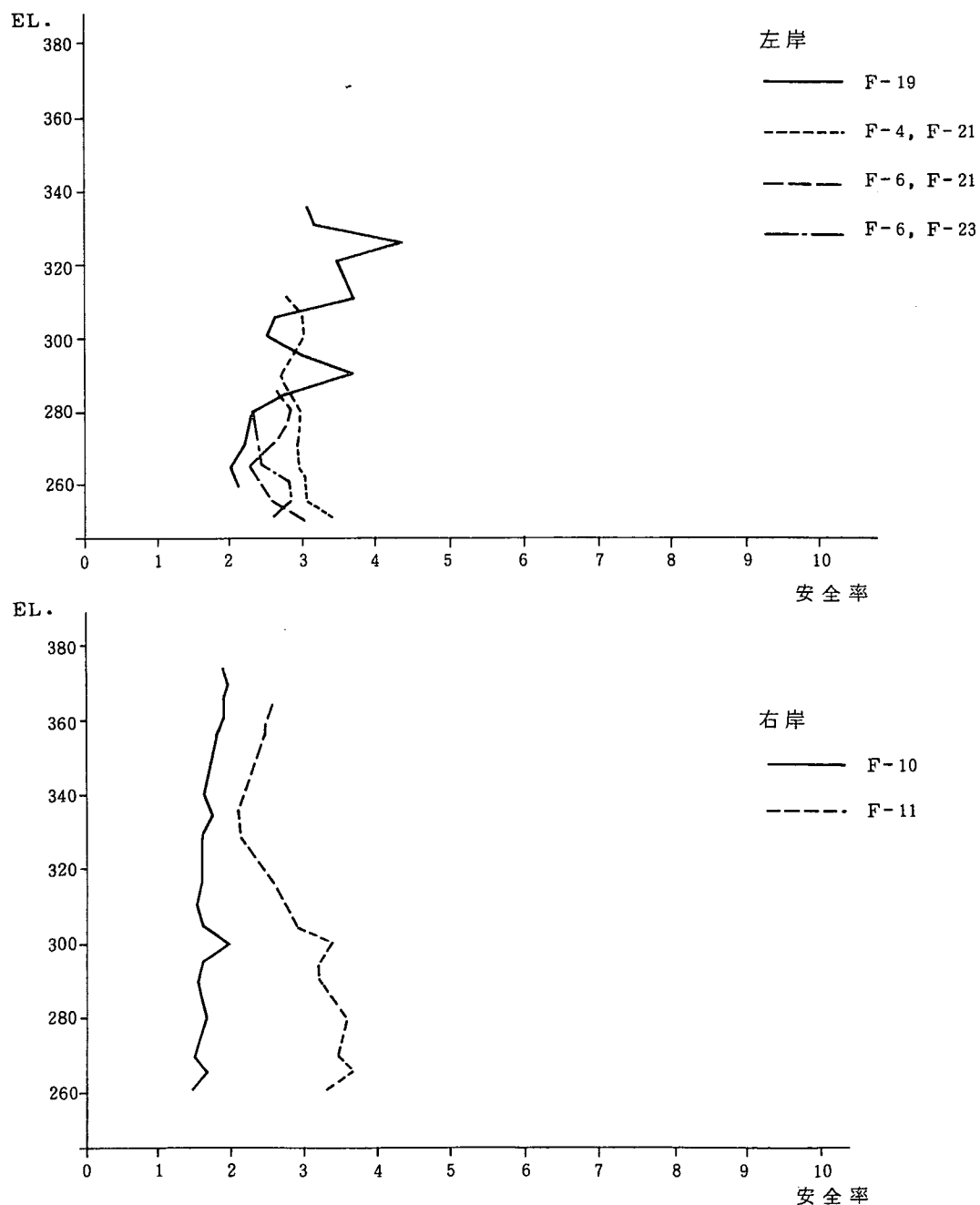


図-6-4 Henny の式による断層沿いのせん断摩擦安全率

の二次元せん断摩擦安全率を取り、温井ダムサイトに見られる主要断層の組合わせに対する解析結果の中で、安全率 4.0 を下回った組合わせについてその値を記したものである。これによると、かなり多くの断層の組合わせに対して所定の安全率 ($n \geq 4.0$) を満足していないことになるが、これは、断層の長さのみを対象とした二次元解析では断層に沿った強度のみによって安全率が左右され、ショルダー部の基礎岩盤の厚みが適切に評価されないことによるものと考えられる。例えば二次元解析の場合、図-6-5における2つの滑り線では、面積 A B C D

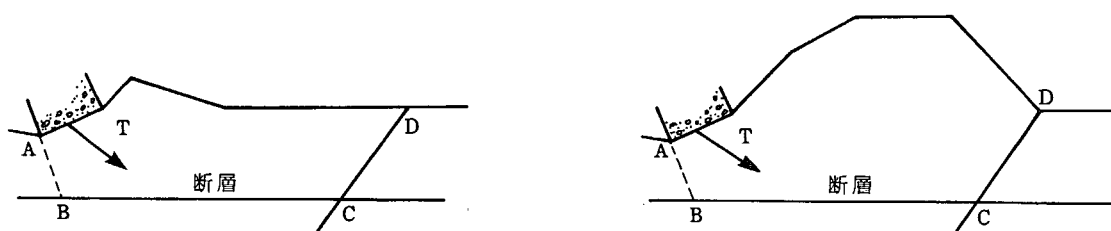


図-6-5 Henny の式による安全率の問題点を示す例

で表わされる部分の抵抗が計算上考慮されず、両者は同一の安全率を示すこととなる。すなわち、二次元解析はショルダー部の基礎岩盤の厚みを考慮できない分だけ安全率を過少に評価していると考えられる。このように、アーチダム基礎岩盤の安全性を二次元解析で求めるには、解析手法にかなりの改良を加えたとしても安全率を過少評価する傾向を消し去ることはできず、この辺りに二次元解析の限界があるといえる。しかし、二次元解析で得られる結果は基礎岩盤の真の安全率は表わしていないとしてもその概略的な安全性の傾向をつかむ参考資料としては十分評価できることから、より現実に近い安全率を示すと思われる三次元解析を実施する際の断層の組合わせを選定するてがかりとして二次元全体安全率を位置付けることとした。したがって本解析で安全率 4.0 を下回った断層組合わせに対しては三次元解析および有限要素法を用いた解析を行い、詳細な安全性の検討を行うこととした。

6.3.2 局所安全率

これまでは基礎岩盤の安定解析として全体的安全率を問題とした巨視的な見地に立って検討を行ってきたが、より合理的な設計を行うためには微視的な検討も同時に行って基礎岩盤内の弱点部を調べ、逐次破壊を考えた上での安定性を検討したり、基礎処理を施す場合にはその施工箇所を決定する指標を得ることが必要である。このような解析方法としては、基礎岩盤内の任意の微小部分の作用応力に対し破壊に対する安全性を検討する局所安全率による解析が挙げられる。この方法は有限要素法等によって基礎岩盤内の応力分布を求め、各解析点での応力状態とせん断強度および内部摩擦角との関係からせん断摩擦安全率を算出するものである。安全率は岩盤のせん断破壊がクーロンの式に基づくとして次式より計算される。

$$n = \frac{\tau_0 + f \sigma}{\tau} \dots\dots\dots (4)$$

ここに

n …… 局所安全率

τ_0 …… 局所のせん断強度

f …… 局所の内部摩擦係数

τ …… 滑り線沿いの垂直応力

σ …… 滑り線沿いのせん断応力

である。局所安全率は使用するコンピューターの計算容量および計算費用等の関係で二次元有限要素法によって求めることが一般的である。

局所せん断摩擦安全率の算出においては、応力分布を求めるための有限要素法の精度、つまり境界条件、要素分割の細かさ、断層の取込み方等の問題となるが、二次元解析においてはこれらの点について十分な検討が行われており、実用上の問題はほとんどないとされている。しかし、二次元体として取扱っていることから、上下標高方向への応力拡散が期待できないこと等の影響により、アバットメントから離れた場所ではかなり精度が低下することが考えられる。

局所安全率の評価基準は必ずしも明確に規定されていないが、通常 2.0 以上を一応の目安としている。しかし 2.0 未満の部分が存在しても、それが短い区間に限られ全体的な破壊に致らなければ問題は無いとされている。

当サイトにおける局所安全率の算出に用いた基礎岩盤の解析モデルを図-6-6に示す。図

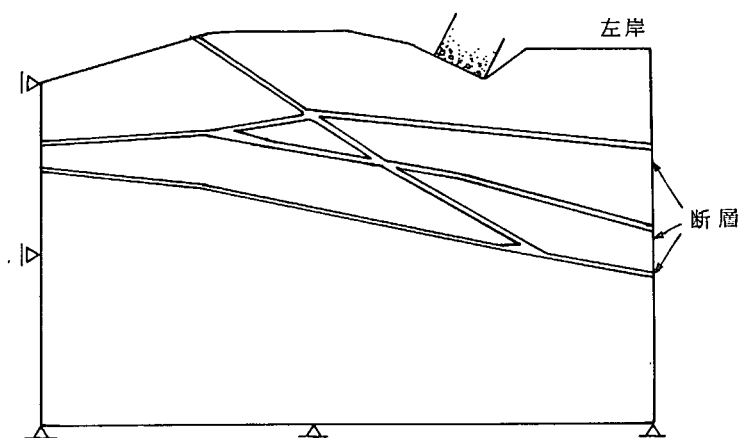


図-6-6 局所せん断摩擦安全率を算出するための基礎岩盤のモデル化

のように断層幅は要素分割数の関係から誇張して挿入してある。なお解析に用いた堅岩、断層の物理的性質は次の通りである。

堅岩…………… 弾性係数 $E_R = 120.000 \text{ kg/cm}^2$, ポアソン比 $\nu_R = 0.2$

断層…………… 弾性係数 $E_F = 3.000 \sim 10.000 \text{ kg/cm}^2$, ポアソン比 $\nu_F = 0.2$

解析結果を図-6-7に示す。これらの図は、縦軸に局所安全率を取り、横軸断層沿いに測った距離を示したものである。またグラフ中にアーチダム着岩面の位置を示し、アーチダム着岩面と断層との位置関係、断層の走向方向とアーチダム着岩面のなす角度が認識できるようにしてある。また断層内の各点での強度評価を横軸に沿って記してある。

当サイトの断層部の局所せん断摩擦安全率は、2.0を下回る部分が若干見られるが、それは断層がアバットメントに出現する付近の極く一部であり、かつ2.0を下回る部分も全て1.0より大きな値を示している。また実際の基礎岩盤は幾分か非弾性的に挙動し、これによって安全率を均等化する傾向があると考えられること、および真の安全率に近いと考えられる三次元解析による局所せん断摩擦安全率は三次元的な応力拡散等によって二次元局所せん断摩擦安全率よりも若干大きな値を示すこと等を考えると、基礎岩盤の掘削状況に応じて部分的な基礎処理が必要になる可能性はあるが、全般に見ればほぼ満足できる安全性を有していると考えられる。

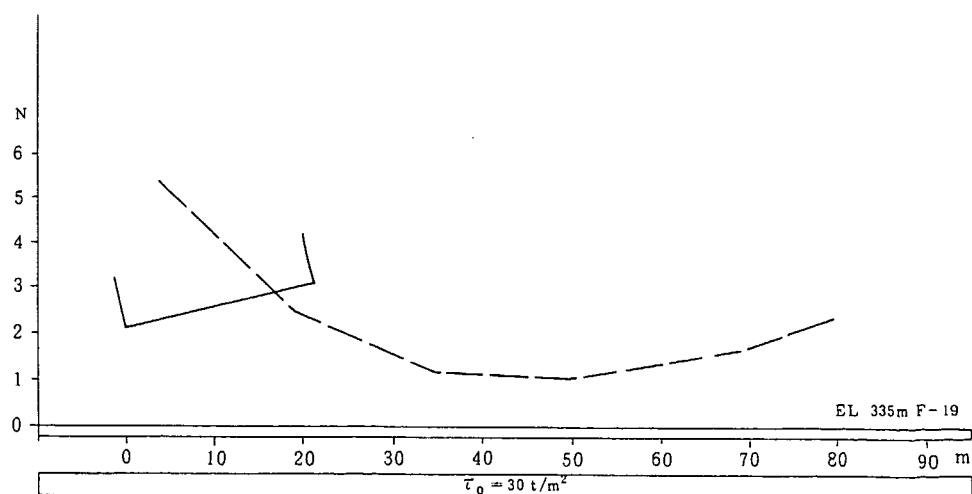
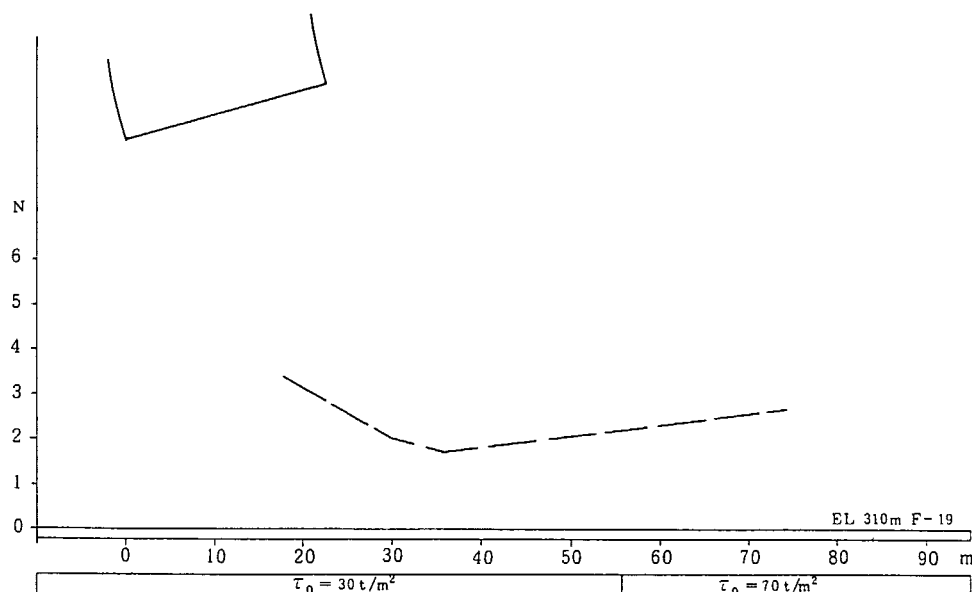


図-6-7(1) 断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布

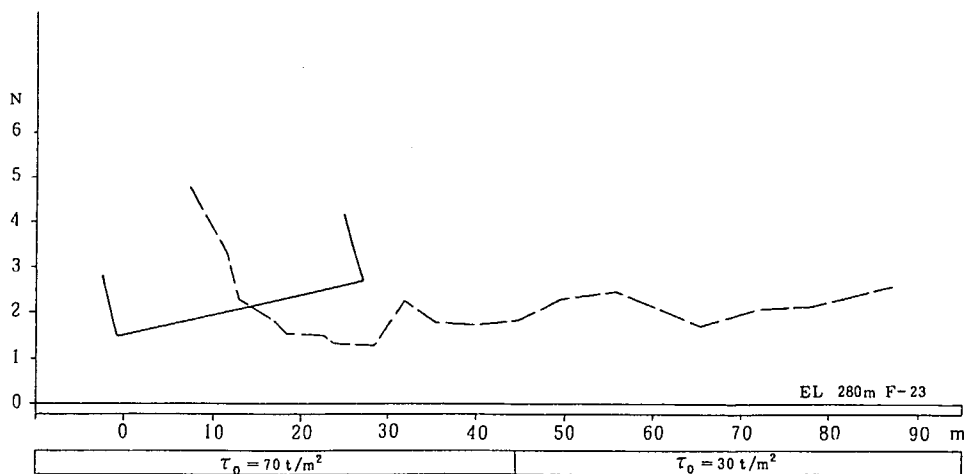
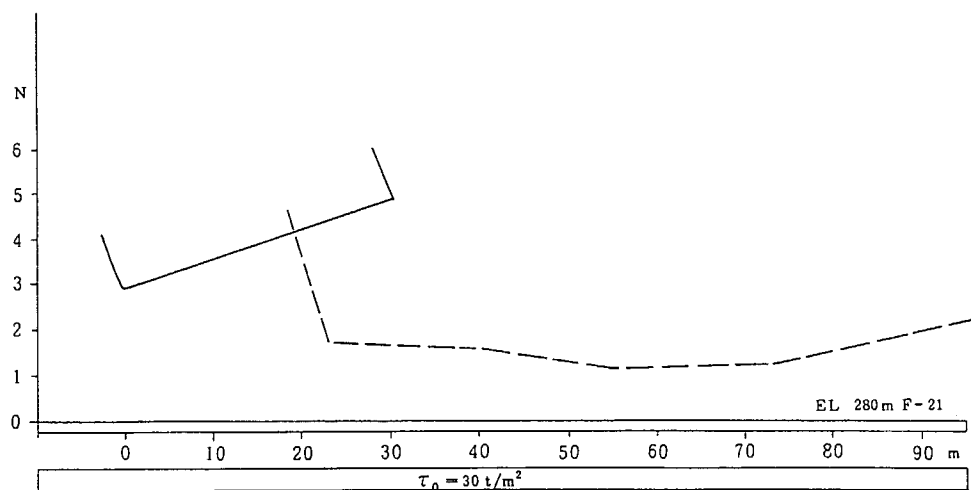
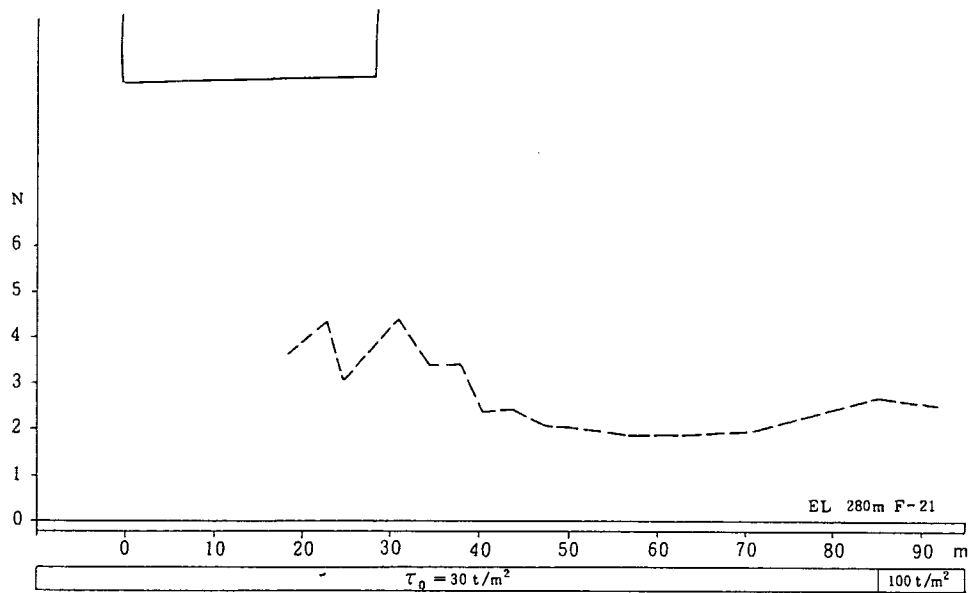


図 - 6 - 7 (2) 断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布

6.4 三次元解析による安全性の評価

6.4.1 全体安全率

前述のように、アーチダムの基礎岩盤の安定性の検討においては、二次元解析が安全率を過少に評価すると考えられるために、二次元解析結果に問題があると考えられる場合には、より真の安全率を表わすと考えられる三次元解析を行ってその安定性を最終的に評価することが必要となる。

アーチダムの基礎岩盤の三次元解析としては、川俣ダム設計時に開発されたロッキーピラー法や川治ダム等で利用された剛体滑り法等の手法が挙げられる。これらの方法は細部的には若干異なるが、本質的な考え方は同じものであり、平面的には二次元解析において Henny の式を適用する時に考えた滑り面で切られ、また上下標高方向には任意標高における水平な底面で区切られる図-6-8 に示すような基礎岩盤ブロックに対してせん断摩擦安全率を求めるものである。この場合、ブロックの自重と底面のせん断強度が考慮でき、ショルダーの厚みによる安定性の差異が適切に評価されるといえる。

当サイトの基礎岩盤の全体的安全率は最終的には三次元解析によって評価することとし、次式で表わされる剛体滑り法を用いた解析を実施した。

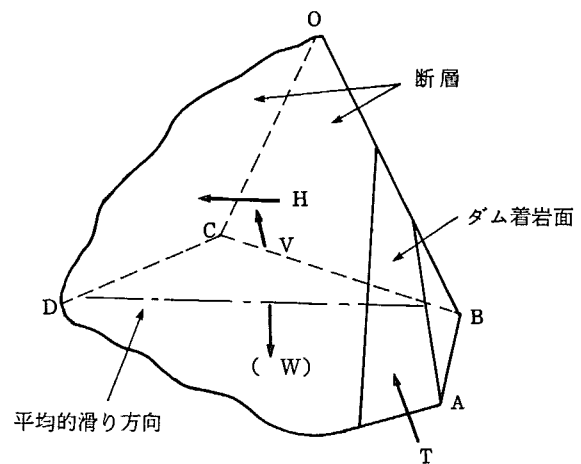


図-6-8 剛体滑り法における基礎岩盤のモデル化

$$n = \frac{\sum \tau_F \cdot A_F + \sum \tau_B \cdot A_B + f_F \cdot V + f_B \cdot W}{H} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに

τ …… せん断強度

f …… 内部摩擦係数

A …… 滑り面の面積

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 …… 剛体自重から揚圧力を引いたもの

であり、サフィックス F は断層、B は基礎岩盤ブロックの底面を示している。また V、H は二次元 Henny の式に用いたスラストを標高方向に積分したものであり、側面の揚圧力を含んだ値である。

なお、剛体滑り法やロッキーピラー法においては、一般に基礎岩盤ブロックの底面を水平と

仮定して解析しているが、底面が水平であるという仮定は必ずしも現実的なものではない。そこで厳密に言えば、底面の傾斜角と安全率との関係を把握するとともに、実際に基礎岩盤ブロックの底面を形成する可能性のある低角度節理等の弱層の走向、傾斜を考慮した検討を加えることが必要となるが、この検討については第7章で詳しく触れることとして、ここでは他のアーチダムでの解析との比較の意味を兼ねて、基礎岩盤ブロックの底面を水平と仮定した場合の解析結果を示す。

図-6-9は、縦軸に解析ブロックの底面の標高を、横軸に剛体滑り法によるせん断摩擦安

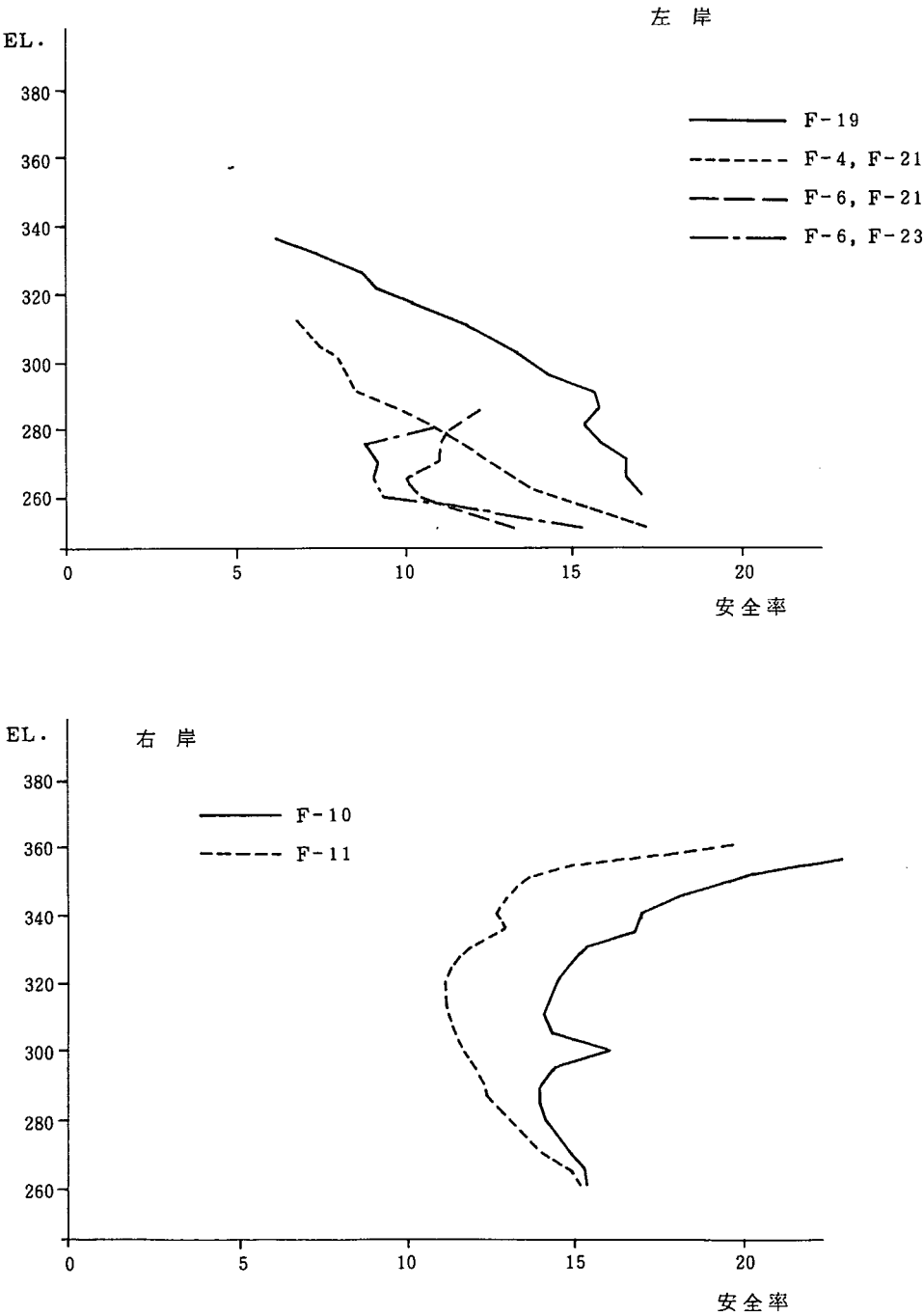


図-6-9 剛体滑り法による断層沿いのせん断摩擦安全率

全率を記したものである。解析は基礎岩盤ブロックの底面標高を 5 m 毎に区切り、断層が地表に抜けるまでの区間について行った。右岸側の基礎岩盤深部に川とほぼ平行な走向で存在する F-11, F-10 等の断層は、二次元解析である Henny の式では左岸側断層群よりもかなり小さな安全率を示し、図-6-5 に示したように基礎岩盤の厚みが十分考慮されていない結果となったが、底面の抵抗および岩盤自重等の二次元解析では考慮されていない要因を含めた三次元解析では左右岸断層群の安全率の相対的關係は適切なものとなった。また二次元解析で安全率が所定の値 4 を示さなかった左右岸の断層についても、他のアーチダムでの基礎岩盤の安定性評価の際の基準とされた安全率 6.0 以上（一般には底面を水平と仮定して解析しているが、底面を川落ち、下流落ちに仮定した方が安全率が低下することが確かめられており、これを考慮して構造令等で規定されている安全率の値 4.0 を割り増した値を用いている）をほとんど全てのケースで満足しており、基礎岩盤の安定性は十分確保されているものと判断される。しかし左岸断層群に見られるような山差しの傾斜を持つ断層がアバットメント部に出現する標高的に短区間の範囲での解析結果は、二次元的な解析と条件が近づくため、これと同様な低い安全率を示す。当サイトでも F-19 がアーチダム着岩面に現われる所では安全率が若干 6.0 を下回り、基礎処理による対応が必要と考えられる。（なおこれをダムの根入れ等で対処しようとしても、いずれどこかの標高で着岩面に断層を出現させないわけにはいかず、その箇所で同じ結果を得ることとなる。）

6.4.2 局所安全率

基礎岩盤内の応力分布を求め局所安全率を検討する際にも、全体安全率と同様に二次元解析と三次元解析との差を検討しておく必要がある。三次元解析が二次元解析に比べて優れている点は、応力の三次元的な分散が考慮できることであり、また基礎岩盤の自重の効果を加味できることである。しかし、逆に三次元応力解析は精度が悪いとか、計算コストが非常に高いといった問題点がないわけではない。しかし、近年の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、アイソパラメトリック多節点要素の開発といった数値解析法の進歩によって、三次元応力解析が極めて廉価かつ精度よく行われるようになったことから、このような三次元解析もしばしば行われるようになってきている。温井ダムでは三次元的な応力分散を確認する意味で、二次元解析に加えて三次元応力解析を実施した。

解析に用いる基礎岩盤モデルでは、断層を要素としては表現せず岩盤だけのモデルとして解析するものとし、断層の位置は節点でおさえることとした。これは、(1)当サイトのように幅の狭い断層が複雑に絡み合っている基礎岩盤をそのまま断層幅まで表現して要素分割することは不経済であり、かつあまり偏平な要素を用いると解析上の誤差が増加すること、(2)先に実施した二次元有限要素法による検討によれば、当サイトに見られる程度の断層規模では断層幅を解析に取込むことの有無によって、これが応力の流れ、伝播範囲に及ぼす影響は少ないと判明したことによるものである。また境界条件の影響をなくするため、二次元有限要素法による計算で応力が十分小さくなる所までを解析範囲とした。図-6-10 に解析モデルの概略を

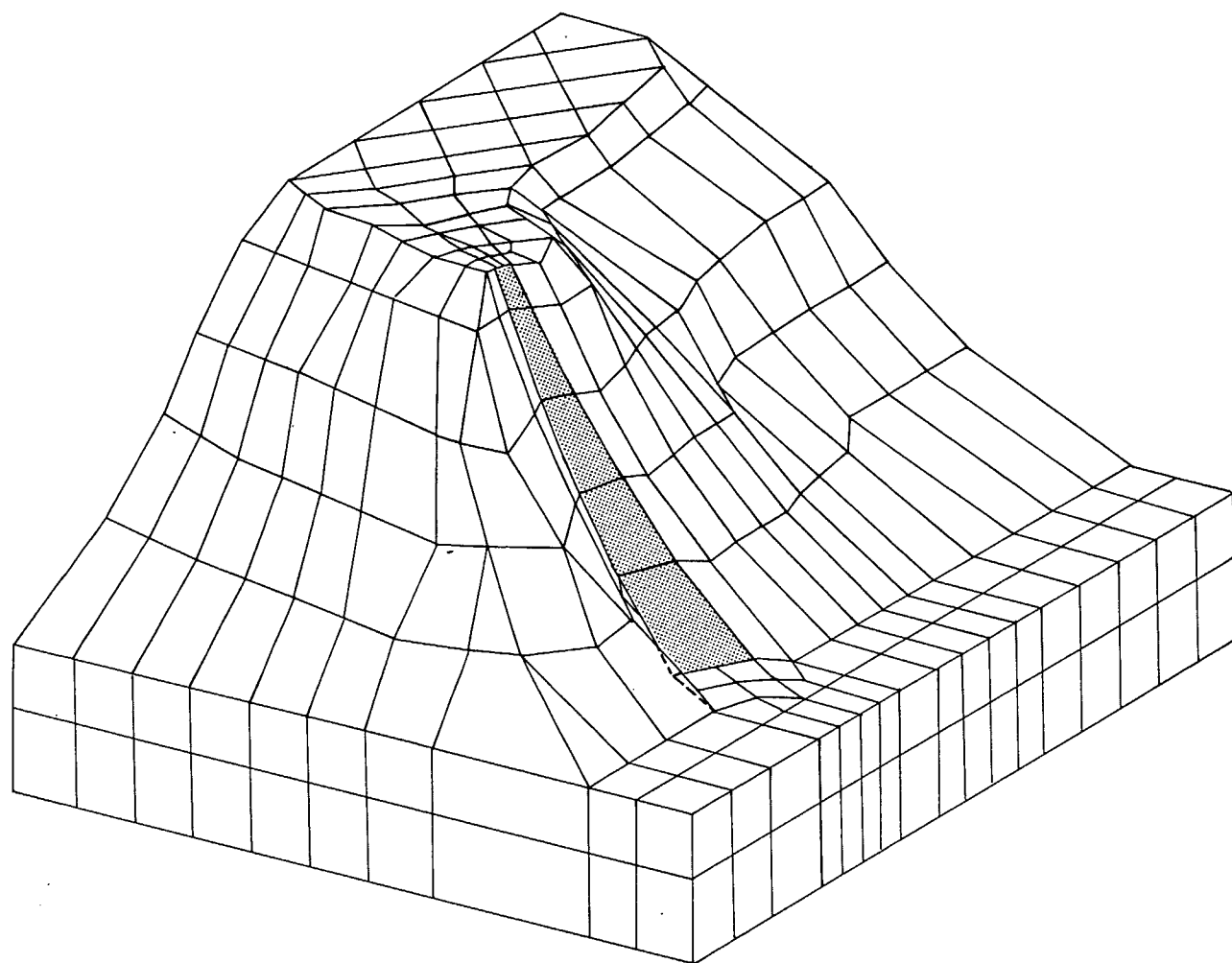


図 - 6 - 10 三次元有限要素法の解析モデル

示す。

この解析結果から、ダム推力として岩盤に伝わる力は極めて早く分散し、ダム着岩面より堤厚の2～3倍離れた所では、ダム推力によって新たに加わる応力は岩盤自重による応力に比べて微少なものであることが判明した。つまりダムの築造によって安全性が問題となるのはダム着岩面の近傍のみであると考えられる。

断層に対する局所せん断摩擦安全率については、図 - 6 - 11に示すように三次元的な応力拡散、岩盤自重等の影響から、二次元解析の結果よりも安全率が向上していることがわかる。しかしここで求めた自重による応力が実際の基礎岩盤の応力状態を正確に再現しているとはいえない。たとえば、傾斜が90°に近い立った断層沿いに、ダム推力によって発生するよりも大きな水平せん断応力が基礎岩盤の自重によって発生するという不合理を示すことがある。そこでここではダム推力のみを作用させた解析を中心に安全性を検討するものとする。しかし基礎岩盤自重による応力を考慮しない解析では基礎岩盤の真の応力状態を再現するという三次元解析法の意味が薄れることから、今後、基礎岩盤の初期応力の測定等により岩盤自重による応力

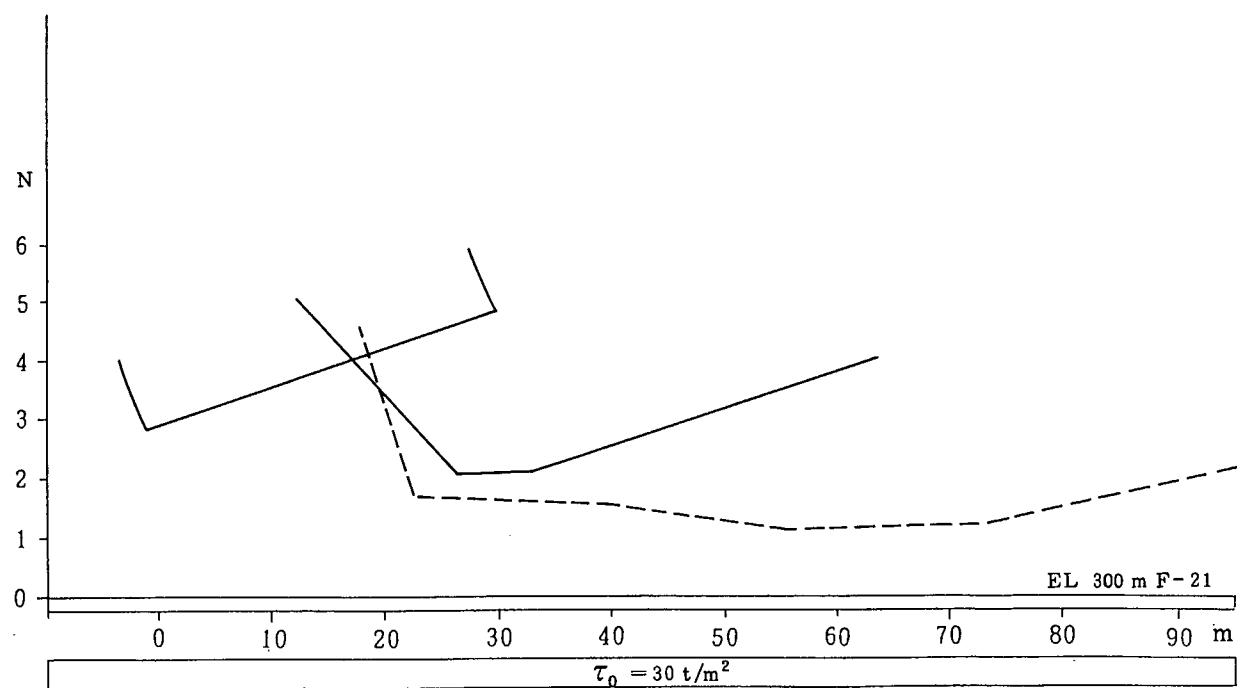
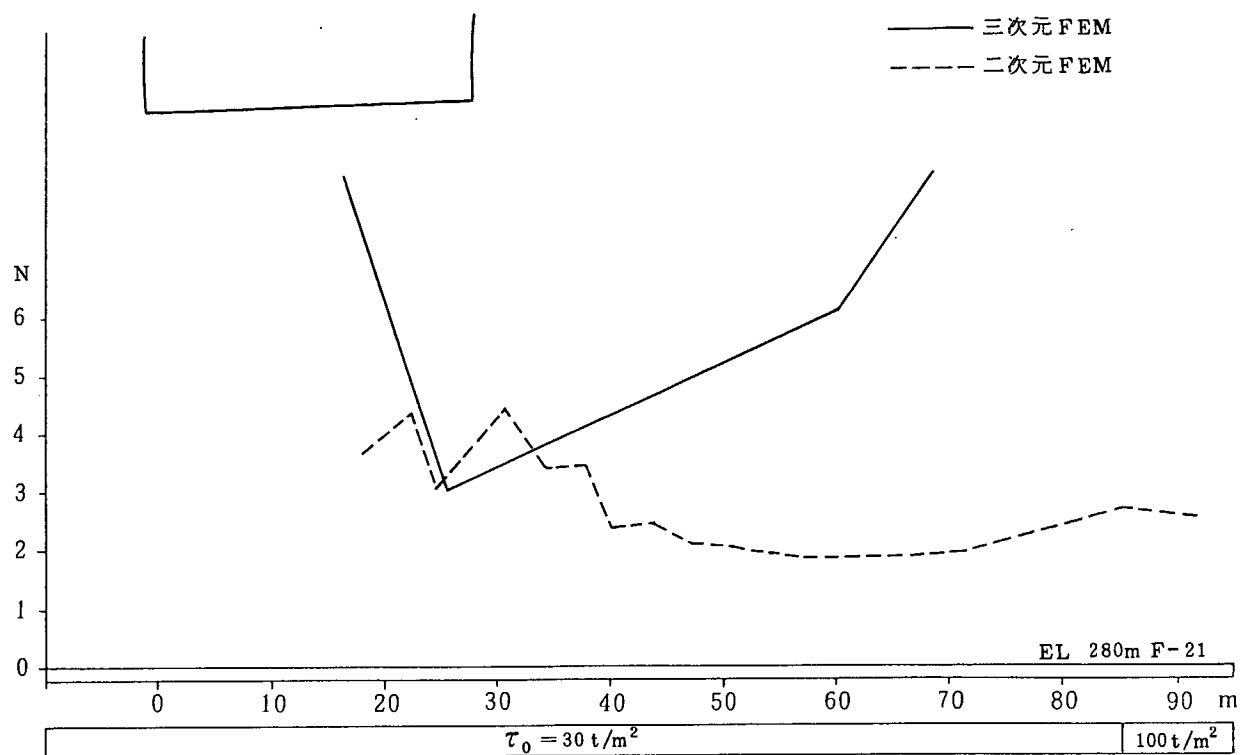


図-6-11(1) 三次元有限要素法による断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布
(自重考慮)

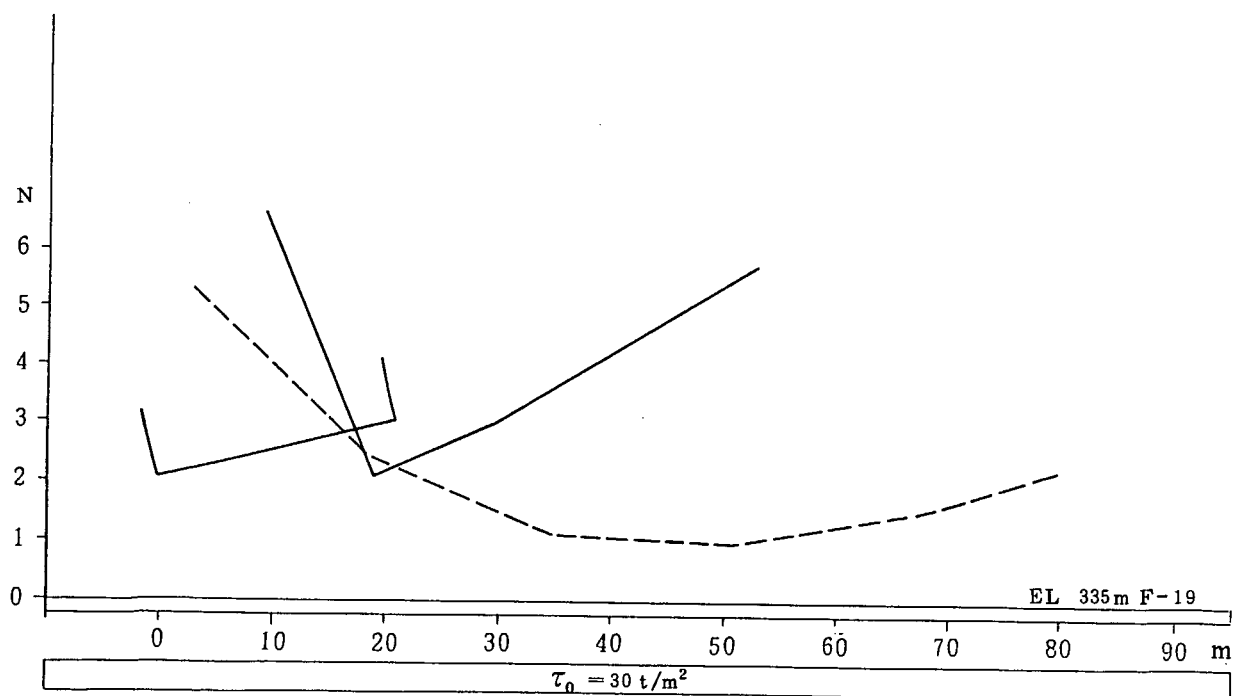
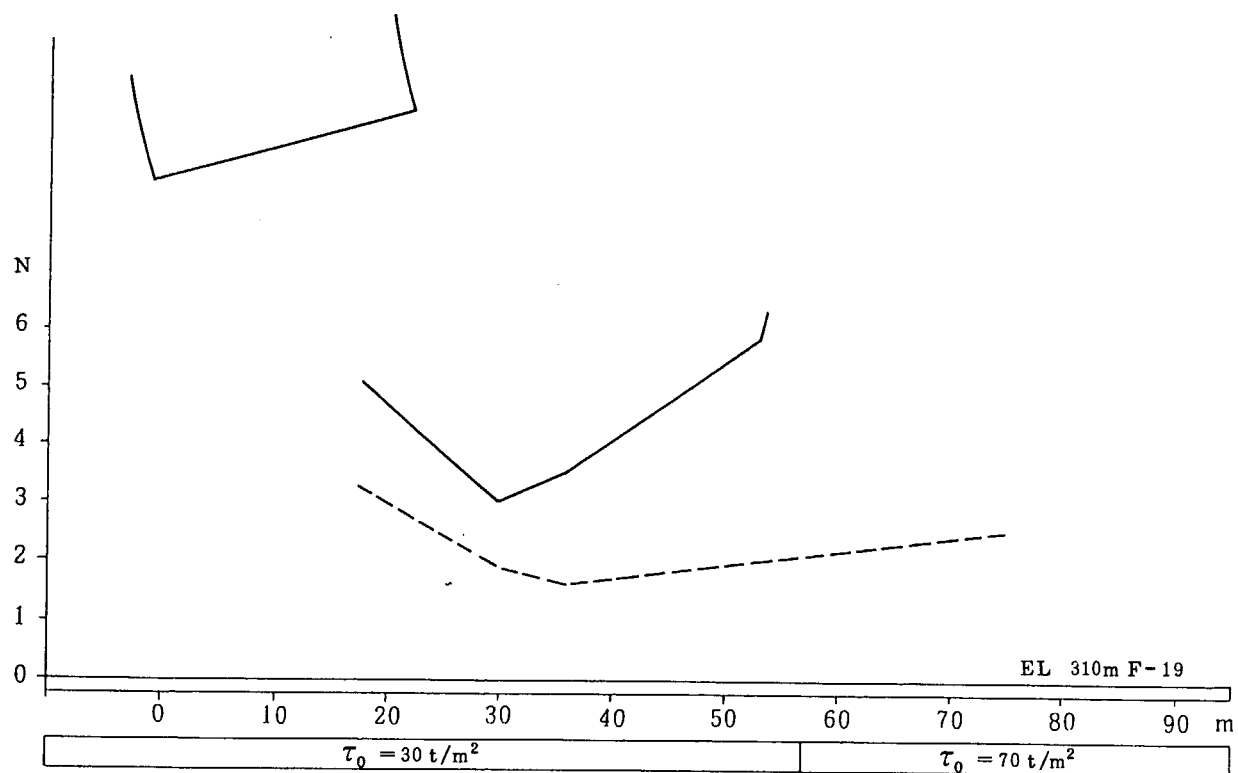


図-6-11(2) 三次元有限要素法による断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布
(自重考慮)

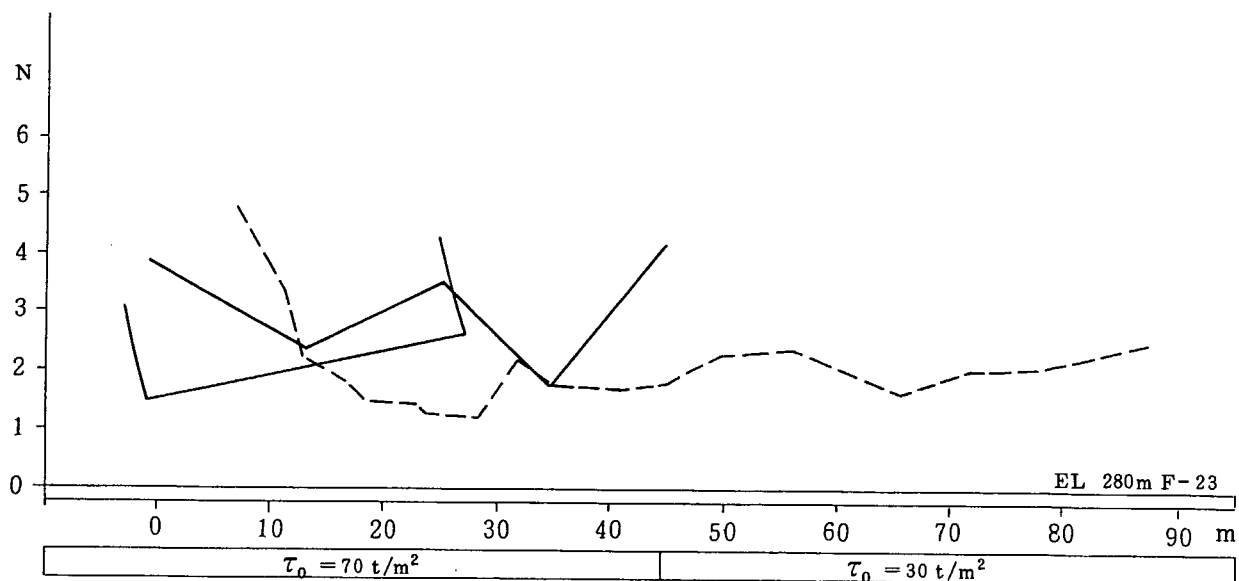


図-6-11(3) 三次元有限要素法による断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布
(自重考慮)

の再現法についてさらに検討する必要があると考えている。

基礎岩盤の自重を考慮しない場合でも、図-6-12のように三次元解析では二次元解析による局所せん断摩擦安全率に比べて安全率が向上しており、基礎岩盤の局所安全率は満足すべき値を有していると考えることができる。

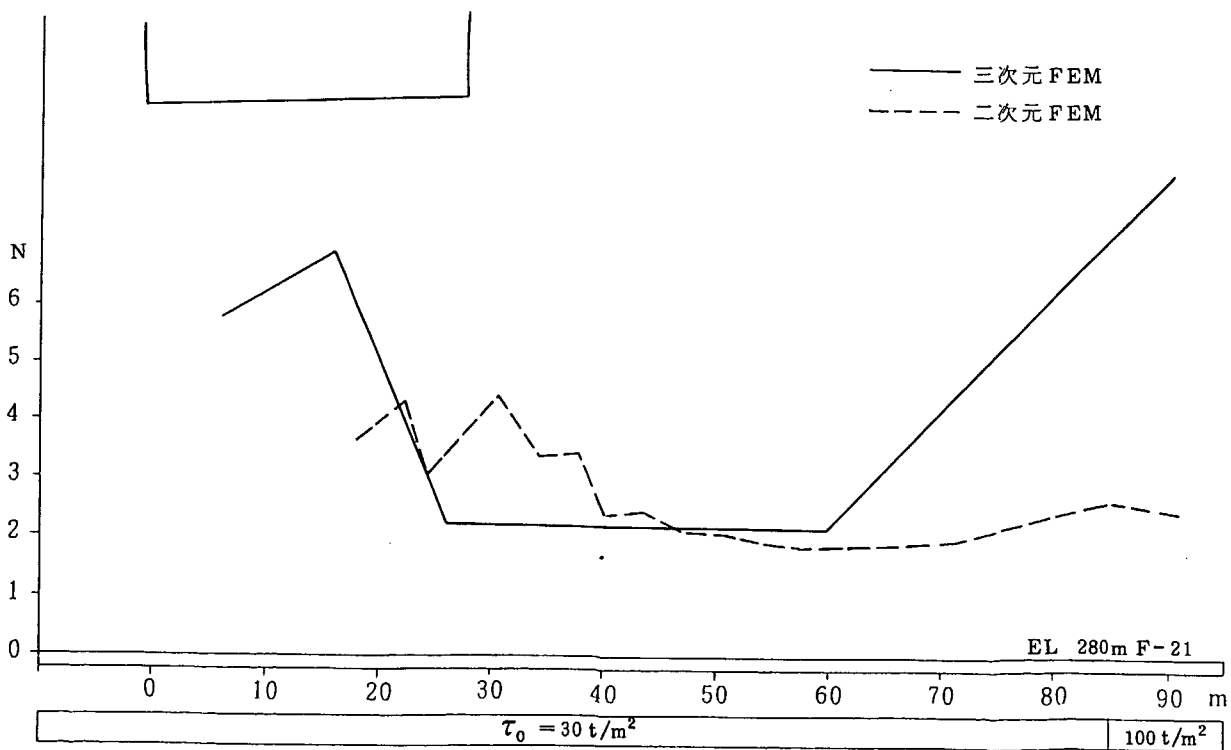


図-6-12(1) 三次元有限要素法による断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布
(自重無視)

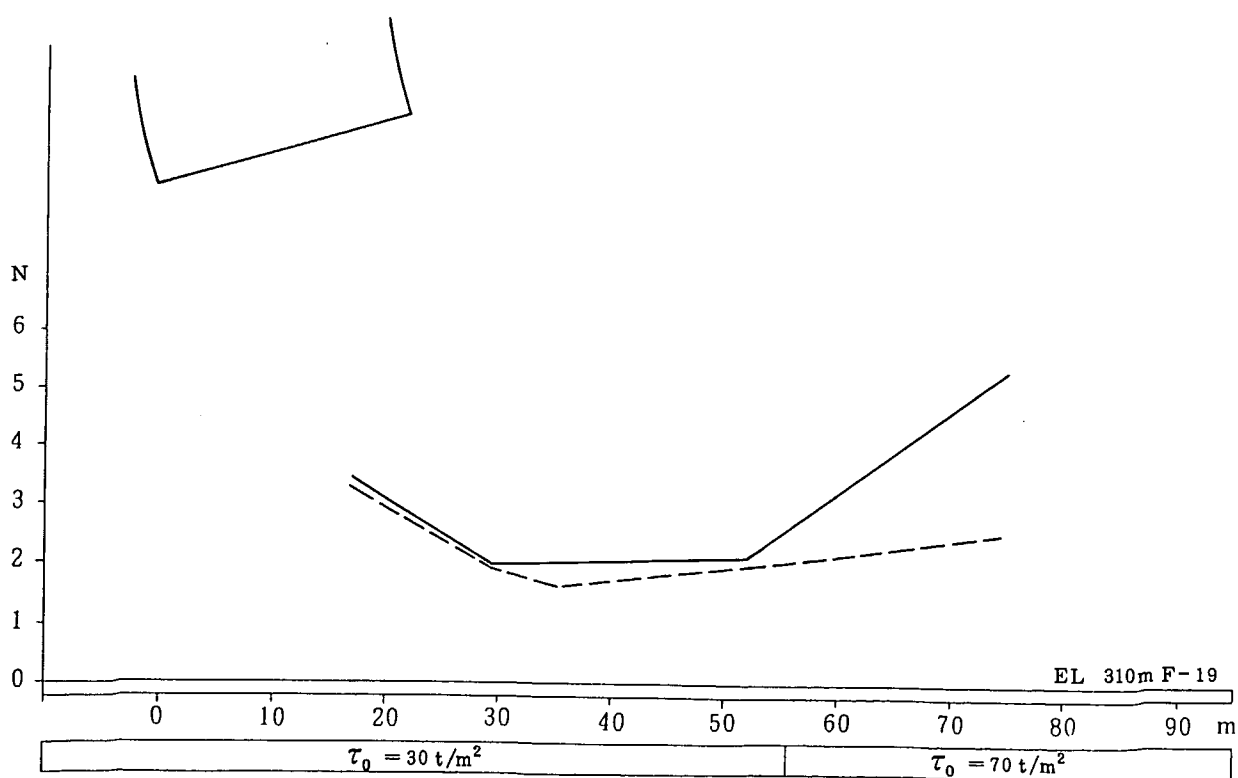
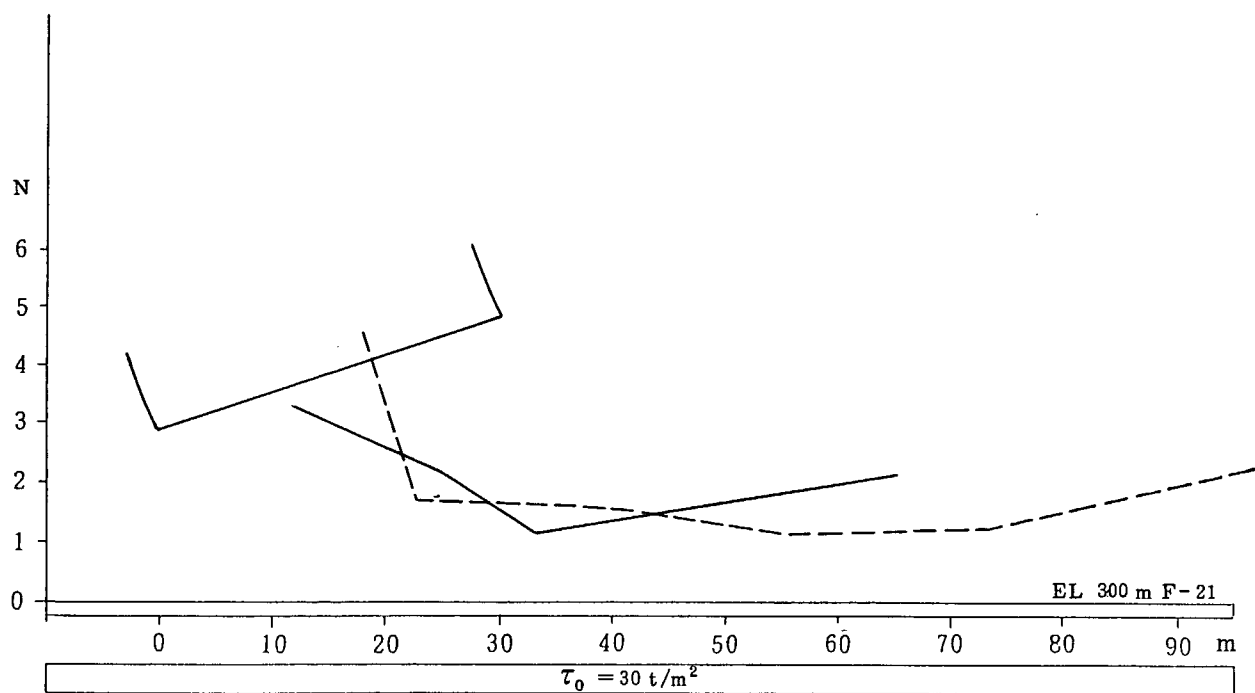


図-6-12(2) 三次元有限要素法による断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布
(自重無視)

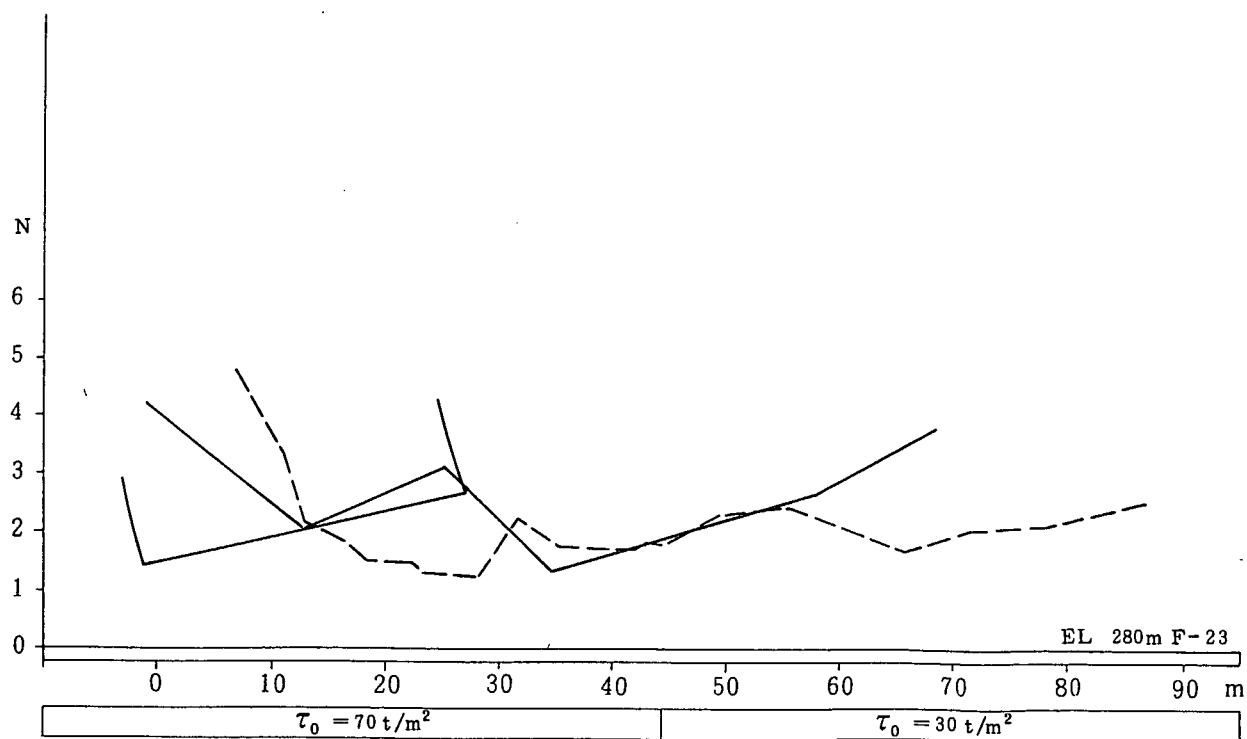
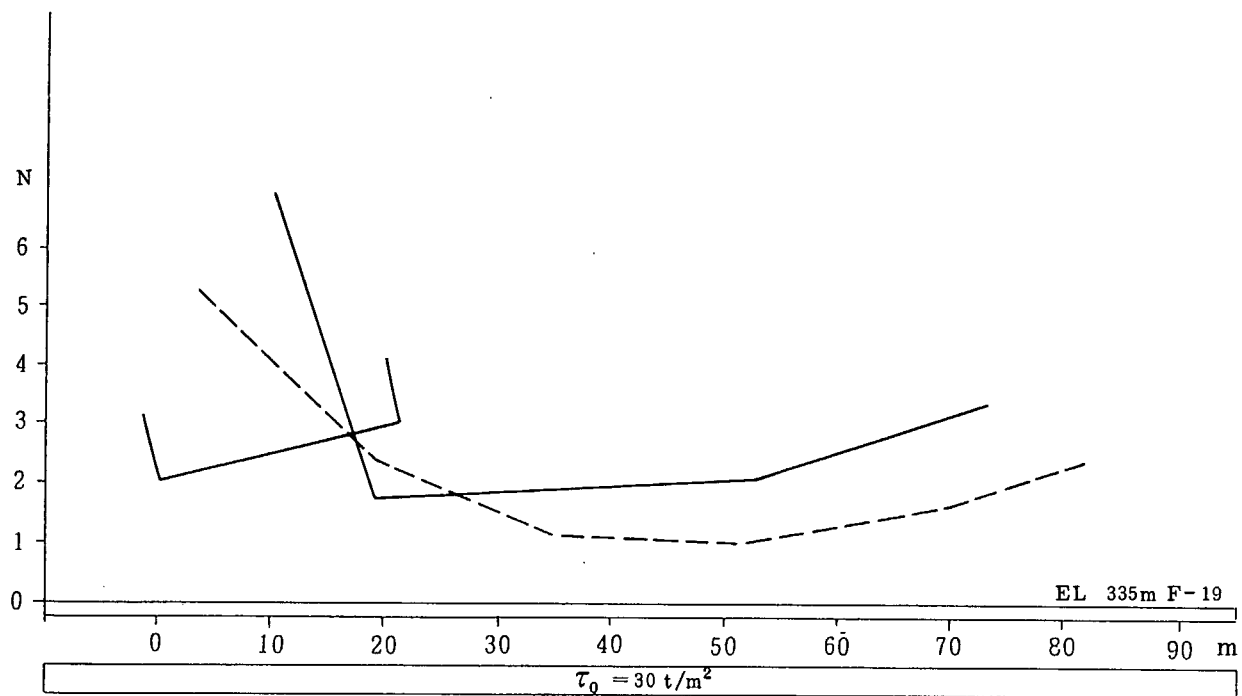


図-6-12(3) 三次元有限要素法による断層沿いの局所せん断摩擦安全率の分布
(自重無視)

6.5 総合評価

以上示した Henny の式を用いた二次元解析，剛体滑り法，二次元ないし三次元有限要素法による基礎岩盤の安定解析結果を総合的に見直すことによって，ここでは基礎岩盤の安定性について評価することにする。

Henny の式による二次元全体安全率では，左岸の F-19，F-4，F-6，F-21，F-23 断層，また右岸の F-10，F-11 断層が問題となるが，この二次元解析結果がせん断破壊に対する真の安全率を表わしていないのは既に述べたとおりであり，これは基礎岩盤深部に存在する F-10 断層の安全率が非常に低く算出されることによって端的に示されている。すなわち，F-10 断層のように基礎岩盤深部に存在する断層は，ショルダーの基礎岩盤の厚みを考えた場合十分に大きな安全率を示すはずであり，事実ショルダー部の厚みを適切に評価できると考えられる剛体滑り法では F-10，F-11 断層に対して大きな安全率が得られている。同様なことは程度の差こそあれ，他の断層に対しても言えるはずであり，Henny の式による二次元全体安全率は真の安全率よりも小さな値を示していると考えることができる。しかし，断層がダム着岩面に出現する付近の標高においては，ショルダー部の厚みが小さくなるため，剛体滑り法による安全率は Henny の式による二次元全体安全率に近づいてくると考えられる。この点から見れば，E.L. 340m でダム着岩面に現れる F-19 が剛体滑り法において 6.0 を若干下回る安全率を示しており，ダム着岩面において若干のコンクリート置換が必要となると思われる。しかし，全般に見れば全体的安全性については十分な安全率が確保されていると判断することができる。

また，局所安全率については，二次元解析ではダム着岩面付近の断層に対してやや低い値を示すが，全ての点で 1.0 以上の安全率を有し，また安全性の一応の目安とされている 2.0 を下回る区間も極くわずかである。また三次元解析によれば，三次元的な応力の拡散によって，安全率 2.0 以下の区間はさらに少なくなる。これより基礎岩盤内の弱点部から逐次破壊が生じ，これが全体的な破壊に達する可能性はないと考えることができる。

以上のことから基礎岩盤の力学的安全性は，全体安全率，局所安全率とも十分確保されているものと考えてよい。なお，断層がダムの着岩面に現われる標高においては，一部安全率が不足する部分があるが，これは着岩面における部分的なコンクリート置換によって十分対処できるものと考えられる。

第7章 温井ダムに関連して行った検討事項

7.1 概 要

以上第6章までに、温井ダムの堤体ならびに基礎岩盤の安定解析結果を報告してきたが、これらの解析結果に至るまでには多くの検討が行われてきた。そこで本章ではこれらの検討事項のうち、特に将来のダム設計に有益となるものについてその詳細を記すものとする。

7.2 断層の強度評価方法について

7.2.1 概 要

基礎岩盤の安定性を評価する場合、最も問題となることの一つに基礎岩盤、特に基礎岩盤中の存在する断層の強度の評価方法があげられる。断層のせん断強度の決定に際しては、原位置せん断試験を行ってその強度を評価することが近年盛んに行われるようになってきた。しかし、これらの試験結果を基礎岩盤内に存在する断層全般に対して広く適用する場合には、岩盤における岩級区分に相当するような断層の評価方法があれば極めて有益であると考えられる。そこで、温井ダムの設計に際しては、このような断層強度の評価方法について検討を行ってみた。

7.2.2 断層のアンジュレーションの評価

岩盤内に存在する断層、節理等の弱層部の強度は、そのアンジュレーションの大きさに大きく依存することが考えられる。

Goodman は、図-7-1に示すように岩石供試体に対してカッターで人工的に歯形状の分

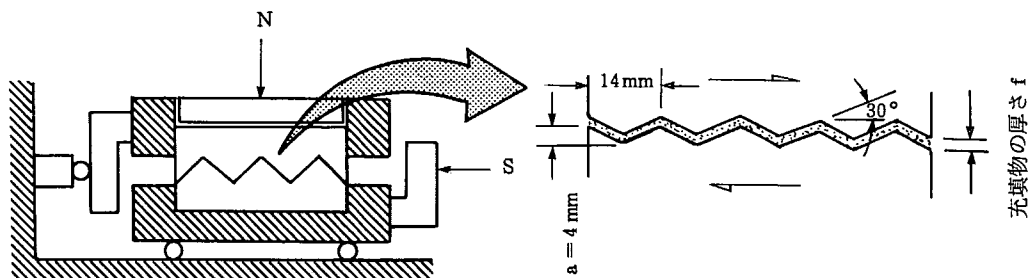


図-7-1 歯型分離面のせん断試験模式図 (Goodman)

離面を作り、これに粉碎した雲母片等の充填物を挟んでせん断試験を行っている。実験結果によれば、せん断強度は充填物の厚さ (f) の増加とともに減少し、充填物の厚さがアンジュレーションの最大深さ (a) を越えるとせん断強度は充填物の強度のみに依存するようになってくる。一般に歯形状の分離面を有する岩石のせん断強度は、充填物の厚さ (f)、アンジュレーションの深さ (a)、充填物の強度 (τ_{oc})、堅岩部の強度 (τ_{or}) の関係式として表わすことが可能であり、図-7-2によれば $f/a = 0.5$ 以下の範囲ではその値はほぼ(1)式で直線近似

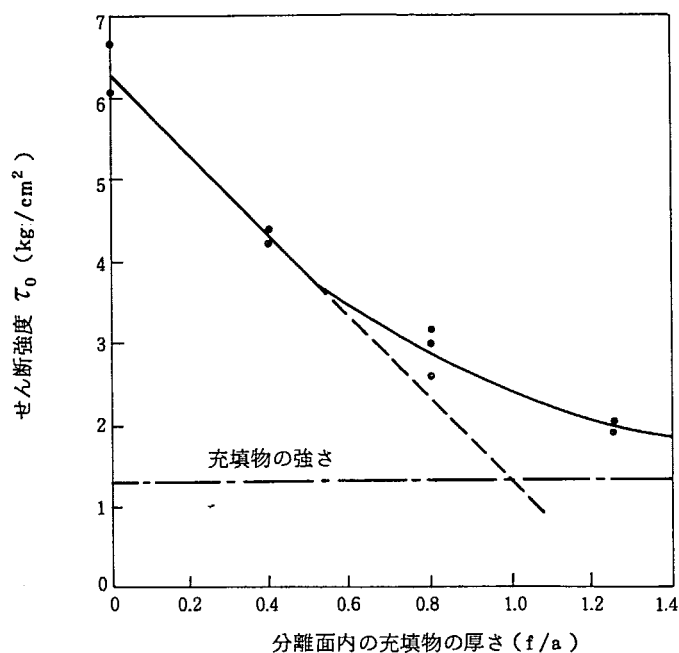


図-7-2 歯型分離面のせん断強度に及ぼす充填物の厚さの影響 (Goodman)

ができ、また $f/a = 0.5$ 以上の領域についても(1)式によって安全側の評価を行うことができる。

$$\tau_0 = \frac{f}{a} (\tau_{OC} - \tau_{OR}) + \tau_{OR} \quad \dots\dots\dots (1)$$

温井ダムの基礎岩盤内に存在する断層強度の評価に際しては、Goodmanの実験結果を判断材料として考慮した。ダムサイトに見られる断層のアンジュレーションには、断層の走向に影響を及ぼすような大きなものから、横坑壁で観察されるような範囲のものまでがあるが、走向に影響を及ぼすような断層は解析モデルの中でも十分に評価できることから、ここでは横坑壁面で観察される規模のアンジュレーションを強度評価に採り入れるものとした。断層のアンジュレーションは図-7-3に示すような方法で測定した。

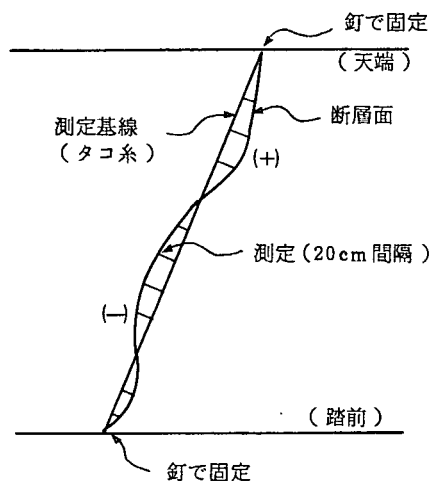


図-7-3 横坑内での断層のアンジュレーションの測定法

Goodman の実験結果を近似する直線近似式(1)は、図-7-4のように断層の平均的な走向に平行な直線で断層部を切った場合、断層の強度がその面上の強度分布の加重平均によって評価ができることを示しているものと考えることができる。すなわち、図-7-4に示した断層

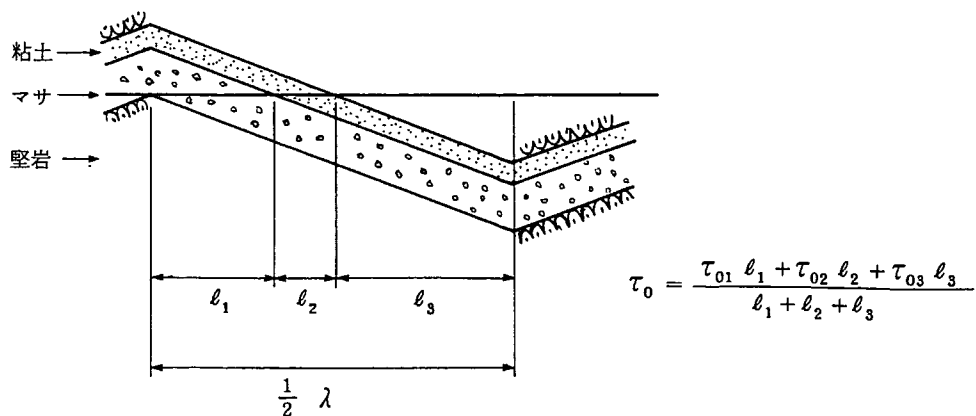


図 - 7 - 4 断層のせん断強度の算出法

を構成する各材料の強度と厚さ，および断層のアンジュレーションの大きさが求まれば，アンジュレーションを伴う断層の強度評価が可能となるわけである。そこで，各材料の強度を温井ダムで行った試験結果および類似の基礎岩盤を有する他ダムの試験結果をもとに表 - 7 - 1 の

表 - 7 - 1 断層材料の強度

	せん断強度	備 考
粘 土	10 t/m ²	温井ダム F - 6 断層の試験より
マ サ	30	八田原ダム F - 3 断層 "
破 碎 部	100	温井ダム F - 7 断層 "
堅 岩	150	温井ダム 堅岩部 "

のように選定した。また横坑壁面でのアンジュレーションの測定結果から，横坑壁面規模のスケールでのアンジュレーションの大きさは概ね平均 4 cm 程度と観測されたため，(1)式での $a = 4$ cm と仮定した。これをもとに断層強度を評価した結果をまとめたものが図 - 7 - 5 である。

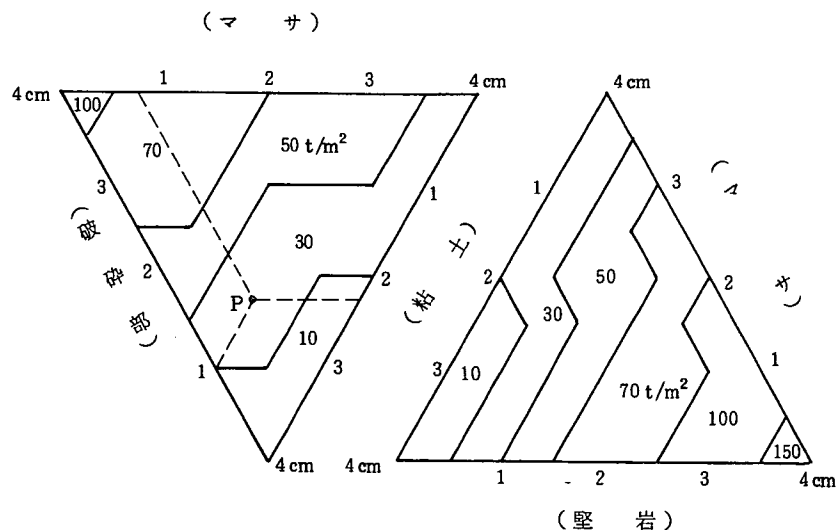


図 - 7 - 5 断層のせん断強度

7.2.3 数量化理論による断層強度評価の定量化

温井ダムサイトに存在する断層はその性状の変化が著しく、また同一断層においても場所場所でその特徴がかなり異なっている。このため、F-6断層、F-7断層に対する原位置せん断試験結果だけでは全ての断層の設計強度を決定することがむずかしいと考えられた。これを解決する方法の1つとして前節に示したGoodmanの実験結果を考慮した判定方法を試みたが、これだけでは断層評価に十分な確信が得られないと考えられるため、設計者の目視による断層の強度評価をも参考にして最終的な強度と確認することとした。しかしこのような評価は主感的なものであり、誤まった判断を下すことも十分考えられる。このため、数量化理論を用いてこれを定量的に分析するとともに、判断の誤まりをできるだけ抑制することに努めた。

解析に先立ち、断層の特性分類を行う項目について数量化理論(Ⅲ類)を用いて検討を進めた。この結果、強度評価を行う際の要因(アイテム)として①形状分類、②粘土層厚、③シャゾーン厚、④クラッキーゾーン厚、⑤状態分類の5項目を考慮するものとした。なおここでいう形状分類と状態分類は表-7-2に示すような分類をいう。

表-7-2 断層の強度評価に及ぼす要因

変数	要 因	カ テ ゴ リ	
x ₁	形 状 分 類	I	単一粘土層で構成され、その両側は割れ目が密なこともあるが、堅岩として評価される。
		II	網目状の薄い粘土を挟む角礫層を主体とし、その両側または片側に粘土層を有す。
		III	明瞭な粘土層を有さず、方解石脈や、割れ目の密な角礫から構成される。
x ₂	粘 土 層 厚	0.5 cm未満	
		0.5～1.0 cm	
		1.0 cm以上	
x ₃	シャ ー ゾ ー ン 厚	5 cm未満	
		5～20 cm	
		20 cm以上	
x ₄	クラッキーゾーン厚	10 cm未満	
		10～40 cm	
		40 cm以上	
x ₅	状 態 分 類	A	粘土層の中に砂やシルトが混じっている。
		B	粘土層の中に礫が混じっている。
		C	方解石脈が主体でその脈に連続性がある。
		D	方解石脈が主体でその連続性も乏しい。

数量化理論（Ⅱ類）とは質的変数に離散的な数値を与えることによってその回帰式を求める方法であり、量的変数間の回帰式を与える重回帰分析とほぼ同様な解析法である。ここでは便宜上、各要因毎の分類（カテゴリー）の得点（スコア）を、その加重平均が0、最大値と最小値の差が1となるように仮定した。また各係数は目的変数の最大値と最小値の差が1となるように仮定した。以上の仮定の下で回帰式を求めると次式が得られる。

$$y = 0.0602 x_1 + 0.2646 x_2 + 0.1124 x_3 + 0.1160 x_4 + 0.4468 x_5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで各分類（カテゴリー）の得点（スコア）は表－7－3のとおりである。

表－7－3 各カテゴリーのスコア

変数	ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	サンプル数	ス コ ア
x_1	形 状 分 類	I	28	0.073
		II	41	-0.328
		III	17	0.672
x_2	粘 土 層 厚	0.5 cm 未 満	25	0.508
		0.5 ～ 1.5 cm	29	0.104
		1.5 cm 以 上	32	-0.492
x_3	シャ ー ゾ ー ン 厚	5 cm 未 満	30	0.220
		5 ～ 20 cm	33	0.293
		20 cm 以 上	23	-0.707
x_4	クラ ッ キ ー ゾ ー ン 厚	10 cm 未 満	27	-0.511
		10 ～ 40 cm	32	0.018
		40 cm 以 上	27	0.489
x_5	状 態 分 類	A	48	-0.355
		B	10	0.286
		C	24	0.484
		D	4	0.645

(2)式の各分類（カテゴリー）毎の係数を図示した図－7－6によれば、断層の強度分類を行う場合の主たる要因は粘土層厚と状態分類（特に粘土層の状態）であることがわかる。これは Goodman の実験結果に基づく強度判定法の傾向とよく一致している。なお(2)式による断層強度の判定は図－7－7のとおりである。

また表－7－4(a)は当初の断層強度の判定と数量化理論（Ⅱ類）による断層強度の判定との相関を示したものである。このばらつきは主として主観的な判定基準のあいまいさに起因して

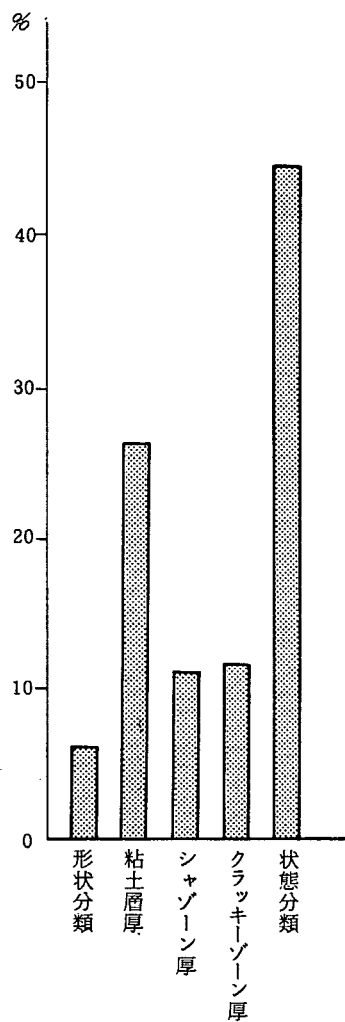


図-7-6 断層強度に及ぼす各アイテムの寄与率

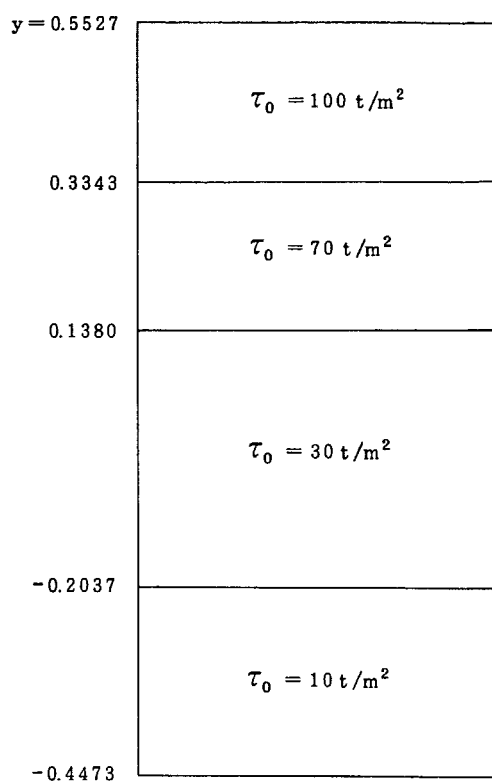


図-7-7 数量化理論による断層強度の分類

表-7-4 断層の強度判定と数量化理論の結果との相関

	数量化理論による判定				
	断層強度 (t/m^2)	10	30	70	100
当初の判定	断層強度(t/m^2)				
	10	19	8	1	0
	30	0	23	8	0
	70	1	7	8	2
	100	0	0	4	5

(a) 当初の判断による判定の分布
(サンプル数 = 86)

	数量化理論による判定				
	断層強度 (t/m^2)	10	30	70	100
専門技術者による判定	断層強度(t/m^2)				
	10	9	0	0	0
	30	0	5	1	0
	70	0	3	3	0
	100	0	1	0	4

(b) 専門技術者による判定の分布
(サンプル数 = 26)

いると考えられる。なおこれとは別に専門技術者が別途評価した 26 サンプルを対象として、同様な表をまとめると表-7-4(b)のようになる。この場合、ばらつきは表-7-4(a)の場合よりも小さくなっており、数量化理論(Ⅱ類)を用いて再評価した値は、当初の評価よりも信頼性があると考えられる。

なお、基礎岩盤の強度は Goodman の実験結果に基づく判定方法とここで述べた数量化理論(Ⅱ類)による判定方法を総合的に考慮して決定するものとした。

7.3 基礎岩盤の安定解析法について

7.3.1 概 説

基礎岩盤の安定性を検討するに当っては、基礎岩盤の強度評価とならんでその解析方法の妥当性が重要な意味をもつ。このため従来よりアーチダムを基礎岩盤の安定解析に際しては種々の検討が行われているが、ここでは温井ダムの設計に際して検討を実施した事項について説明を加えるものとする。

7.3.2 二次元解析

第6章で用いた Henny の式による二次元せん断摩擦全体安全率の算出方法は、川治ダムの設計時に行われた種々の検討により導かれたものであるが、温井ダムの基礎岩盤に適用すると、各断層沿いに算出される安全率の大小関係が直感的な判断と合致しない場合が生じる。すなわち、本方法は図-7-8 に示すように平均的な滑り線方向に外力を分割して次式、

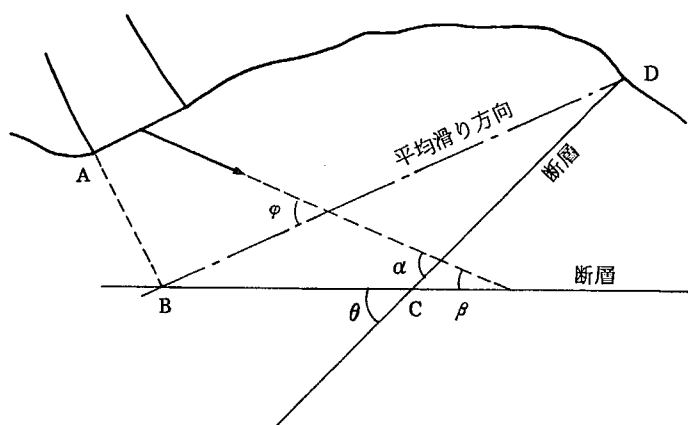


図-7-8 Henny 式によるせん断摩擦安全率の算出法(1)

$$n = \frac{\tau_{BC} \ell_{BC} + \tau_{CD} \ell_{CD} + f (T \sin \varphi - U_{\perp})}{T \cos \varphi + U_{\parallel}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

τ : せん断強度

ℓ : 滑り線長

T : アーチスラスト

U : 間隙水圧

f : 内部摩擦係数

φ : アーチスラストと平均滑り線方向のなす角

によって安全率を算出しているため、断層の組合わせによっては、アバットメントに近い断層

よりもアバットメントから遠く離れた断層の方が平均的滑り線方向とアーチスラストのなす交角が小さくなり、その結果その安全率が下がるという不合理な現象が示されることがある。このため、このような不合理を解消し、適切な安全率を評価する方法について検討を進めた。以下その概要を示す。

i) 第一案

本実 は以下の仮定に基づいて計算を行うものである。すなわち図-7-8において、

- ① A B 部は引張領域として強度を期待しない。
- ② まず B C 部で安全率 4.0 を確保するものとし、この時 B C 部で支えきれないアーチスラストを C D 部で支える。
- ③ C D 部には B C 部に平行なアーチスラスト成分のみが作用する。

この場合、安全率は次式で求められる。

$$n = \frac{4 \tau_{CD} \ell_{CD} + f_{CD} (4 T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta) \sin \theta}{(4 T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta) \sin \theta} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 β : アーチスラストと断層 B C のなす角

θ : 断層 B C と断層 C D のなす角

である。しかし、本式では求めた安全率はその意味が明確ではなく、安定性の判定に問題が残るため、さらに別の方法の検討を進めるものとした。

ii) 第二案

第一案の基本的な考え方を踏襲して、安全率 n の持つ意味を明らかにするために考えたものが本案である。この場合、図-7-8において次の仮定を設ける。

- ① A B 部は引張領域として強度は期待しない。
- ② アーチダム着岩面に近い B C 部が先に破壊する。破壊後、B C 部の強度は期待できない。

ただし、

$$\left(n_{BC} = \frac{\tau_{BC} \ell_{BC} + T \sin \beta}{T \cos \beta} \leq 1 \text{ を条件とする。} \right)$$

- ③ 残り C D 部で所定の安全率が確保されれば安全とする。

この場合、安全率は次式で表わされる。

$$n = \frac{\tau_{CD} \ell_{CD} + f_{CD} T \sin \alpha}{T \cos \alpha} \dots\dots\dots (5)$$

ここに α : アーチスラストと断層 C D のなす角

である。この場合、結果的に C D 部のみでアーチスラストに抵抗する形となり、安全率は ℓ_{BC} が $\frac{\tau_{BC} \ell_{BC} + T \sin \beta}{T \cos \beta} \leq 1$ の範囲でどのように変化しても等しくなってしまうため、安全性の評価方法としては適切でないと考えられる。

iii) 第三案

本案は、第二案においてBC部の残留強度を考慮したものである。したがって図-7-8において次の仮定を設ける。

- ① AB部は引張領域として強度は期待しない。
- ② アーチダム着岩面に近いBC部が先に破壊する。破壊後もBC部の残留強度が期待できる。

ただし、

$$\left(n_{BC} = \frac{\tau_{BC} \ell_{BC} + T \sin \beta}{T \cos \beta} \leq 1 \text{ を条件とする。} \right)$$

- ③ この時CD部で所定の安全率が確保されれば安全とする。
 - ④ CD部にはBC部に平行なアーチスラスト成分のみが作用する。
- ここでCD部のみ安全率を考えた場合、安全率は次式で求められる。

$$n = \frac{\tau_{CD} \ell_{CD} + f_{CD} (T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta) \sin \theta}{(T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta) \cos \theta} \dots\dots\dots (6)$$

この場合、 $(T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta)$ は一般にかなり小さな値となり、 τ_{CD}
 ℓ_{CD} の影響が著しく大きくなる。また ℓ_{BC} のわずかな変化で安全率が急激に変化することになり、評価が非常に不安定となる。またBCD部で全体の安全率を再評価した場合、安全率は次式で求められる。

$$n = \frac{(\tau_{BC} \ell_{BC} + f_{BC} T \sin \beta) + \tau_{CD} \ell_{CD} + f_{CD} (T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta) \sin \theta}{(\tau_{BC} \ell_{BC} + f_{BC} T \sin \beta) + (T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta) \cos \theta} \dots\dots\dots (7)$$

この場合 $(T \cos \beta - \tau_{BC} \ell_{BC} - f_{BC} T \sin \beta)$ がかなり小さな値となり、安全率 n はBC部の安全率(≤ 1)の値とほぼ等しくなり、CD部効果が十分考慮できない。

IV) 第四案

以上の考え方は、表現の差はあれまずBC部が破壊し、その後CD部へアーチスラストが伝達されるものとして安全率を求めるものであるが、いずれも現実の状態における安全率を適切に示していないと考えられる。このため根本的な考え方を改めて安全率を算出しようとしたのが本案である。この場合次のような仮定を設ける。すなわち、図-7-9において

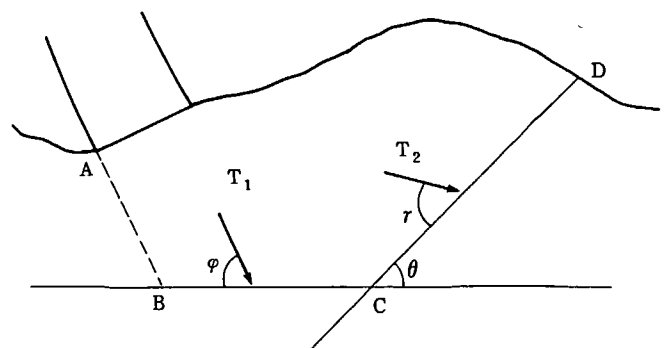


図-7-9 Hennyの式によるせん断摩擦安全率の算出法(2)

- ① AB部は引張領域として強度は期待しない。
- ② BC部とCD部の安全率は同じ値を有する。

この場合次の条件式が得られる。

$$\begin{aligned}
 nH_1 &= \tau_{BC} \ell_{BC} + f_{BC} V_1 \\
 nH_2 &= \tau_{CD} \ell_{CD} + f_{CD} V_2 \\
 H &= H_1 + V_2 \sin \theta + H_2 \cos \theta \\
 V &= V_1 + V_2 \cos \theta - H_2 \sin \theta
 \end{aligned} \tag{8}$$

ここに、 H ：アーチスラスト T の BC 方向成分 $= T \cos \beta$

V ：アーチスラスト T の BC 方向法線成分 $= T \sin \beta$

H_1 ： BC 部で受け持つアーチスラスト T_1 の BC 方向成分 $= T_1 \cos \varphi$

V_1 ： BC 部で受け持つアーチスラスト T_1 の BC 方向法線成分 $= T_1 \sin \varphi$

φ ： BC 部で受け持つアーチスラスト T_1 と断層 BC の交角

H_2 ： CD 部で受け持つアーチスラスト T_2 の CD 方向成分 $= T_2 \cos r$

V_2 ： CD 部で受け持つアーチスラスト T_2 の CD 方向法線成分 $= T_2 \sin r$

r ： CD 部で受け持つアーチスラスト T_2 と断層 CD の交角

である。上記の 4 つの条件式に対し、未知数は H_1 、 V_1 、 H_2 、 V_2 、 n の 5 つであるので、これを解くことができない。そこで仮に r が既知であるとして、

$$V_2 = H_2 \tan r \tag{9}$$

を加えれば、未知数と方程式の数が一致し、安全率 n を求めることができる。すなわち安全率は次式で表わされる。

$$n = \frac{1}{2} \left\{ F_1 + S_1 + F_2 + S_2 + \sqrt{(F_1 + S_1 + F_2 + S_2)^2 - 4(F_1 F_2 + S_1 F_2 + S_2 F_1 \frac{\tan(r-\theta)}{\tan \beta})} \right\} \tag{10}$$

ここに、

$$F_1 = f_{BC} \tan \beta$$

$$S_1 = \frac{\tau_{BC} \ell_{BC}}{T \cos \beta} \tag{11}$$

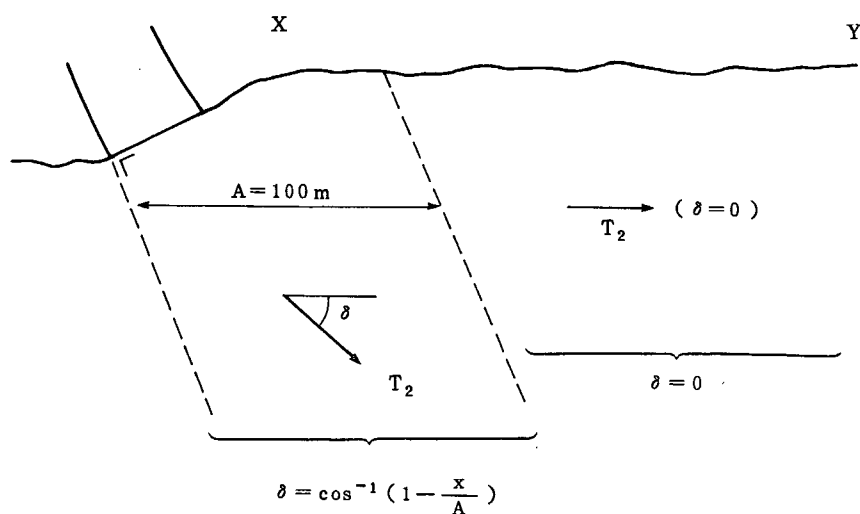
$$F_2 = f_{CD} \tan r$$

$$S_2 = \frac{\tau_{CD} \ell_{CD} \cos(r-\theta)}{T \cos \beta \cos r}$$

である。ここで、 F_1 、 S_1 は BC 部のみにアーチスラスト T が作用した場合の安全率のうちそれぞれ摩擦抵抗成分、純せん断抵抗成分を、また F_2 、 S_2 は CD 部のみに $T \cos \beta / \cos(r-\theta)$ なる力が作用した場合の安全率のうちそれぞれ摩擦抵抗成分、純せん断抵抗成分に一致している。

(10)式より r が定まれば安全率が求められるわけであるが、 H_1 、 V_1 、 H_2 、 $V_2 \geq 0$ より r の範囲が $0 \leq r \leq r_0$ ($< \pi/2$ 、この値は非常に複雑な式になるので省略) となる以外に r の値を規定する方法がない。そこで二次元有限要素法等による応力の流れを参考に r を図 - 7

-10のように仮定するものとした。本式による安全率の算出結果を図-7-11に示す。本式による解析結果と第6章で示した解析結果とは大差はないが、本式では各断層の組合わせ毎に算出される安全率の大小関係が直感的なものとよく一致する結果となった。ただし、本方法は(10)式のような極限設計的な考えに立脚した式と弾性理論による応力分布状態を組合わせたことによる矛盾を含んでいることは否めない。



x は滑り線BCの距離

(注) δ は T_2 と平均的な堅岩等高線XYのなす角度

図-7-10 T_2 の作用方向の仮定

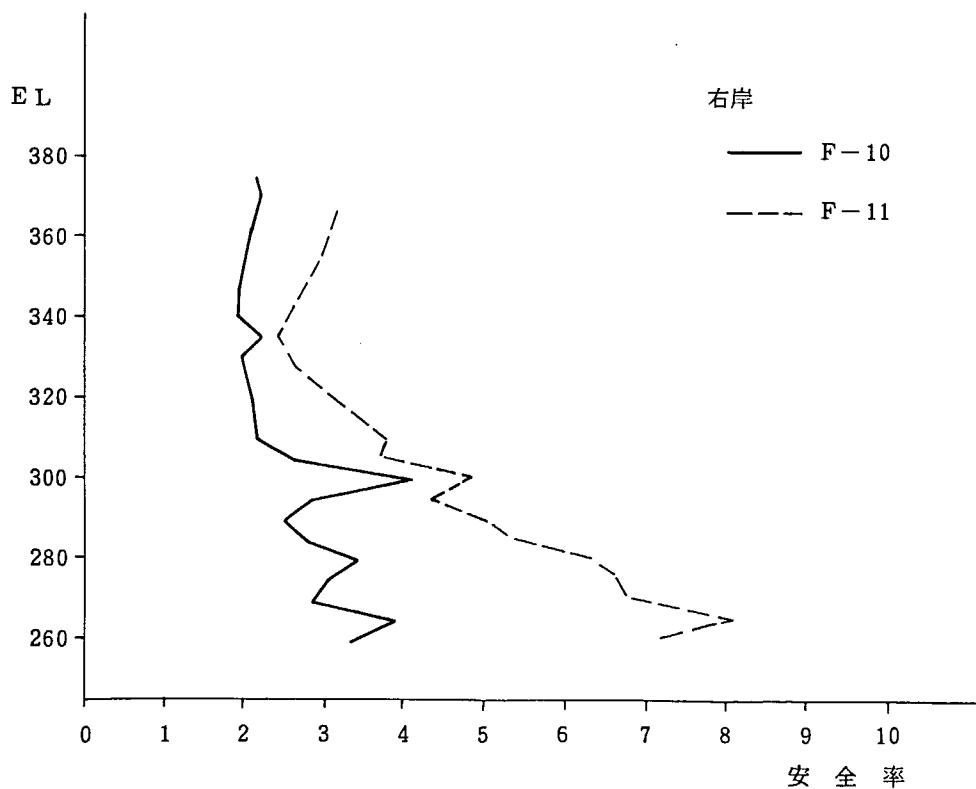
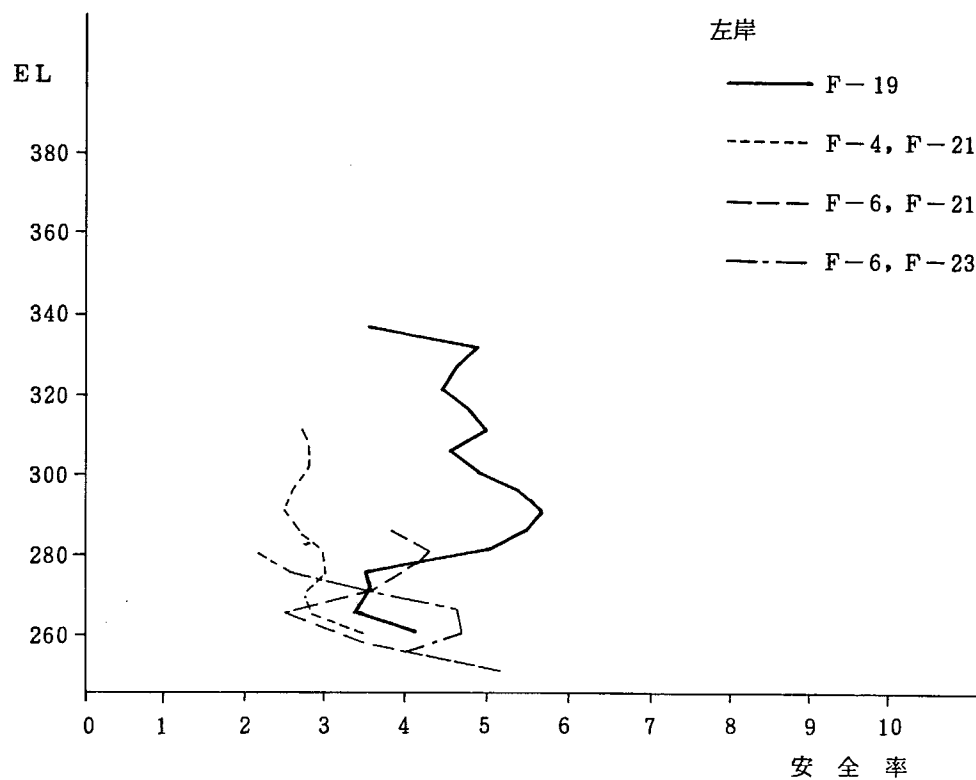


図-7-11 Henny の式 (第四案) によるせん断摩擦安全率

V) 第五案

本案は第四案とほとんど変わるところがないが、(10)式で示される安全率 n を(9)式で示した r の関数 $n(r)$ と考え、その最小値をもって極限的な安全率としようとするものである。ただしこの際 $H_1, V_1, H_2, V_2 \geq 0$ が条件として必要となる。一般に $0 \leq r \leq r_0$ の範囲では安全率 r は n の単調増加関数となり、安全率の最小値は $r = 0$ の時に得られる。したがって安全率は次式で表わされる。

$$n = \frac{1}{2} \left\{ F_1 + S_1 + S_2 + \sqrt{(F_1 + S_1 + S_2)^2 + 4 S_2 F_1 \frac{\tan \theta}{\tan \beta}} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

$$F_1 = f_{BC} \tan \beta$$

$$S_1 = \frac{\tau_{BC} \ell_{BC}}{T \cos \beta}$$

$$S_2 = \frac{\tau_{BC} \ell_{CD} \cos \theta}{T \cos \beta}$$

である。なお、本計算式は BC 部を主体とした解析方法であることに注意を要する。したがって BC 部の長さが CD 部の長さに比べて十分短い場合においては、本法は適用できない。ただしこの場合は BC 部の存在を無視し、 CD 部のみを考慮した安全率を求めればよい。

本式による安全率の算出結果を図-7-12に示す。本式による安全率は当然ながら(10)式による安全率よりも小さくなるが、現在のところ最も合理的な安全率の算出方法と判断される。

以上、いくつかの解析手法について検討を進めてきたが、これらの検討により二次元体としての安定性の判定法については満足いく成果が得られたと思われる。しかし、いずれの方法にせよ断層沿いの滑りのみしか考慮されておらず、基礎岩盤のショルダーの厚みを十分に評価する方法には至っていない。このためにはやはり三次元的解析が必要であると考え。

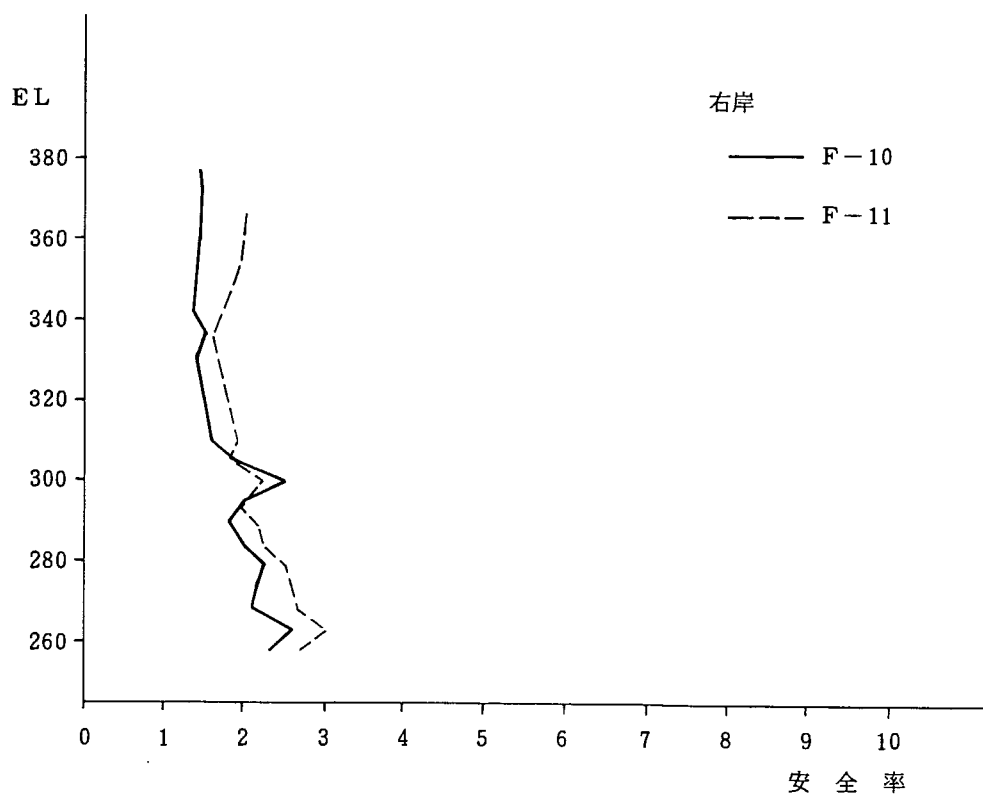
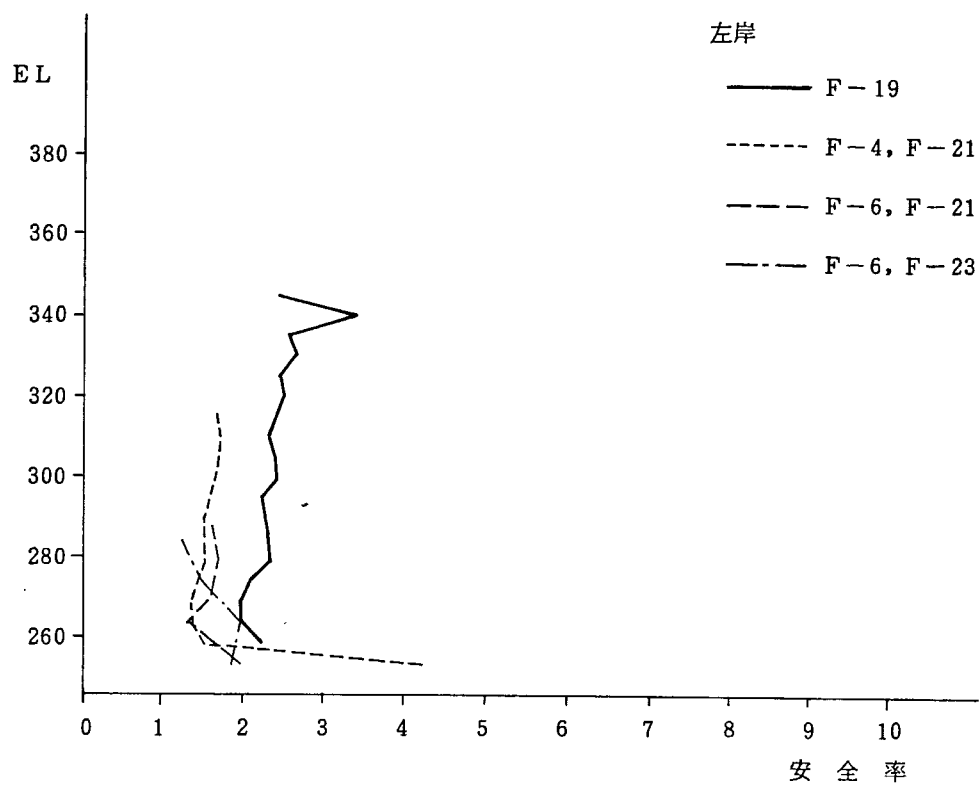


図-7-12 Henny の式 (第五案) によるせん断摩擦安全率

7.3.3 三次元解析

第6章で示した剛体滑り法では、剛体底面を水平と仮定して解析しているが、一般には剛体底面を川落ち、下流落ちに仮定した方が安全率が低下することが確められている。これは剛体自重の一部がせん断力として作用するためであり、極端な底面の傾斜を考えた場合には剛体自重のほとんど全てがせん断力として作用することになる。しかしこの場合得られる安全率は、アーチダム築造によって生じる荷重に対する安全率を求めたものではなく、基礎岩盤が本来有している安全率を示したものと考えることができる。そこでここではアーチダムの築造によって生じる荷重に対する安定性と本来の基礎岩盤の安定性まで考慮した終局的な安定性の2つについて検討を加えてみることにする。

i) 岩盤自重を考慮しない剛体滑り法（アーチダム築造による基礎岩盤の安定性の評価）

そこでまず第一の方法として、第6章で取り扱った剛体滑り法においてその岩盤自重の項 W を無視し、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を算出することを考えた。すなわち、本法による安全率は6.4.1の(5)式において $W = 0$ とした式で表わされる。この場合底面を水平とした場合が最も危険側となる。図-7-13にその解析結果を示すが、いずれも安全率は4.0を満足している。

ii) 底面傾斜を考慮した剛体滑り法（ダム基礎岩盤の終局的な安定性の評価）

上記方法のように岩盤自重を考慮せずダム築造後新たに加わる力に対しての安全率を議論することも有意であるが、ダム築造の有無に関わらず基礎岩盤が持っている安全率を考慮してダム築造後の基礎岩盤が真に有する安全率を検討しておくことも重要である。そこで起こり得る全ての荷重、破壊形状を考慮した解析を試みた。すなわち剛体滑り法において、任意の底面傾斜を仮定し、また荷重として、ダムスラスト、剛体自重は勿論、基礎岩盤の地震時慣性力をも取り込んで解析を行った。この場合、解析結果を評価する安全率をいくりにすべきかについては議論の余地があるが、ここでは前の検討と同様に安全率4.0を一応の目安として考えるものとした。

以下に本解析法の概要と解析結果を示す。

(a) 滑り剛体

剛体形状は、側面については一般の剛体滑り法と同様に解析対象断層で区切られるものとするが、底面については解析基準標高のダム着岩面上流端を通る任意方向の傾斜面を考える（図-7-14参照）。

(b) 滑り抵抗力の評価

抵抗力としては、側面および底面のせん断強度内部摩擦係数を考えるが、側面抵抗については滑りの方向も加味し、引張力が作用する場合には抵抗力を0と評価した。

(c) 滑り方向

底面の傾斜が大きい場合には最小滑り安全率の方向は底面の傾斜方向となるため、滑り方向は底面の傾斜方向とした。基礎岩盤の地震時慣性力もその方向に作用させるものとした。

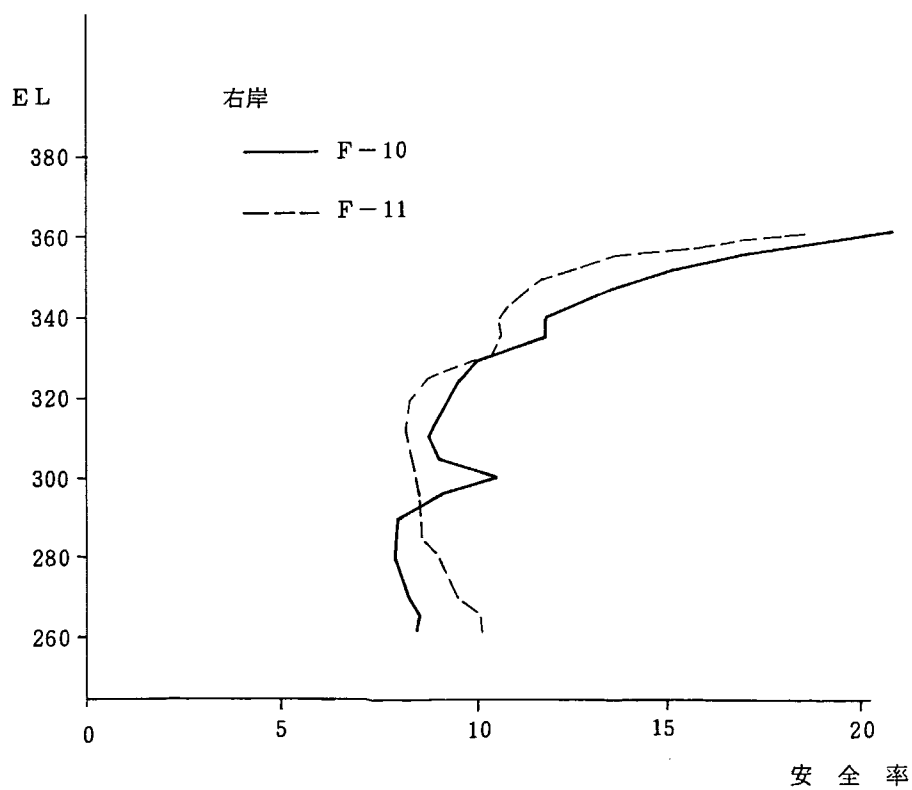
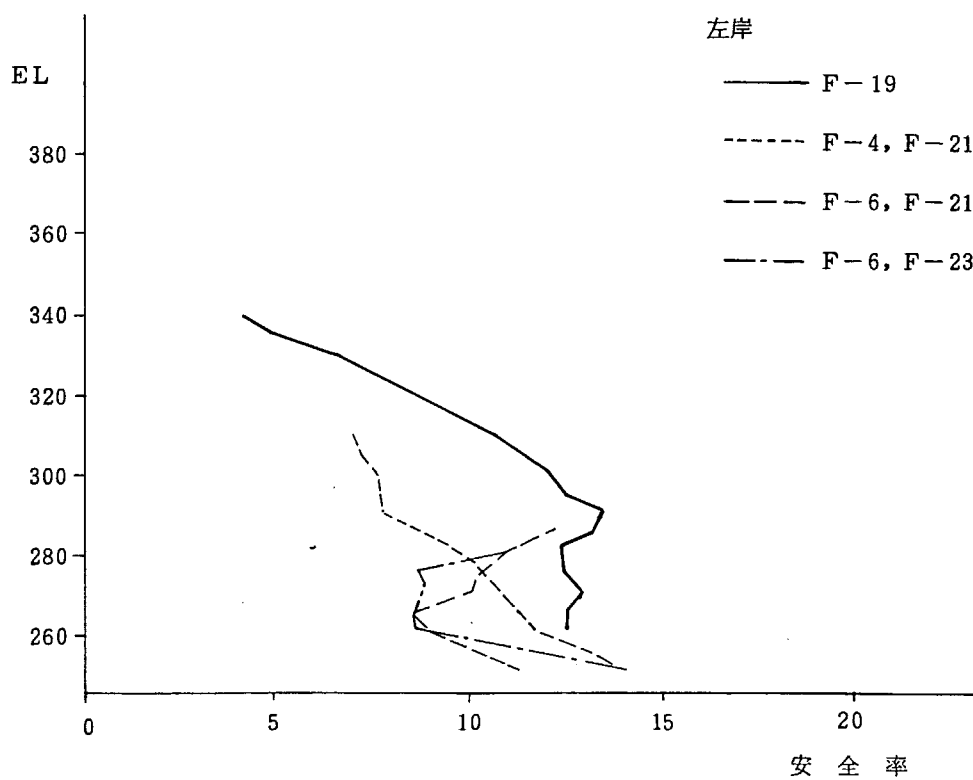


図-7-13 剛体滑り法(自重無視)によるせん断摩擦安全率

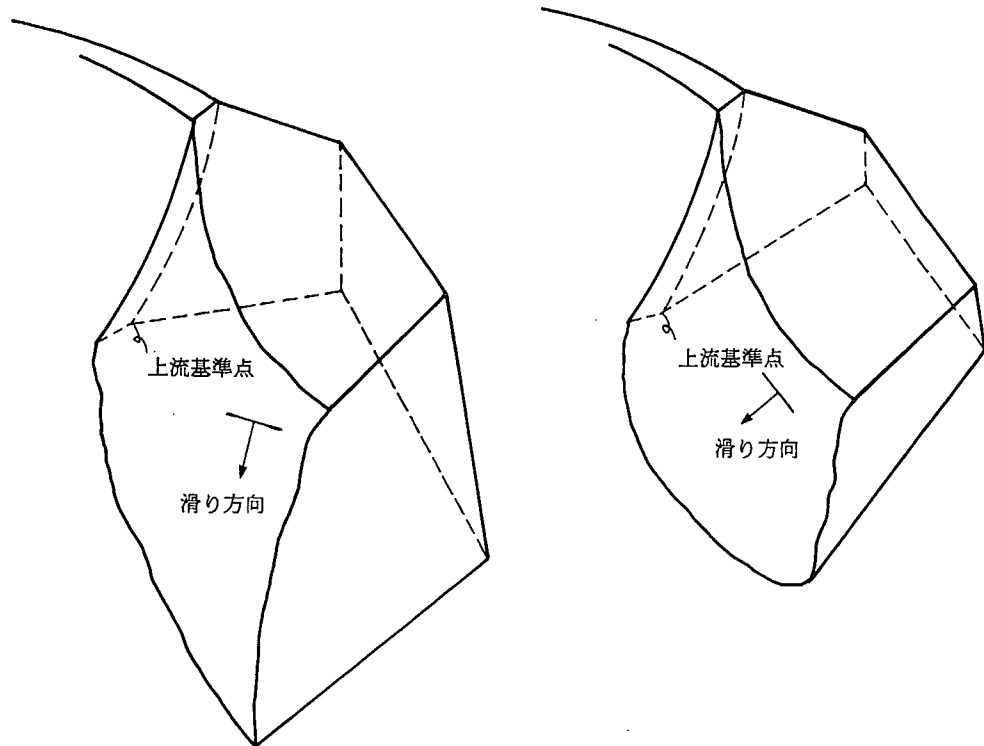


図-7-14 底面傾斜の場合の剛体滑り法の考え方

(d) 安全率の算出

安全率は式によって求められる。

$$n = \frac{\tau_F A_F' + \tau_B A_B + f_B (W_V + T_{BV} - U_B) + f_F (T_{FV} - U_F)}{W_H + kW + T_{BH} + T_{FV}} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、

W : 剛体 (基礎岩盤) の自重

W_V : 剛体自重のうち底面に垂直な成分 ($=W \cos \alpha$: α は底面の傾斜角)

W_H : 剛体自重のうち底面の傾斜方向の成分 ($=W \sin \alpha$)

k : 設計震度

T_{BV} : アーチスラストの鉛直成分のうち底面に垂直な成分 ($=T_V \cos \alpha$)

T_{BH} : アーチスラストの鉛直成分のうち底面の傾斜方向の成分 ($=T_V \sin \alpha$)

T_{FV} : アーチスラストの水平成分のうち底面の走向方向の成分

($=T_F \cos \beta$: β はアーチスラストの水平成分と底面の走向のなす角度)

T_{FH} : アーチスラストの水平成分のうち底面の走向に垂直な方向の成分 ($=T_F \sin \beta$)

A_F' : 側面の断層の面積のうち底面の走向に垂直な方向の投影面積

である。(14)式による解析結果を図-7-15に示す。図-7-15は各基準標高における実現可能な滑り破壊形状のうち最小安全率を示したものであるが、ほとんど全てが4.0以上であった。またダムサイトにおいて剛体滑り法の底面を形成する可能性のある低角度の節理は上流側に傾斜しており、その面沿いでは図-7-15で示される最小安全率よりも大きな

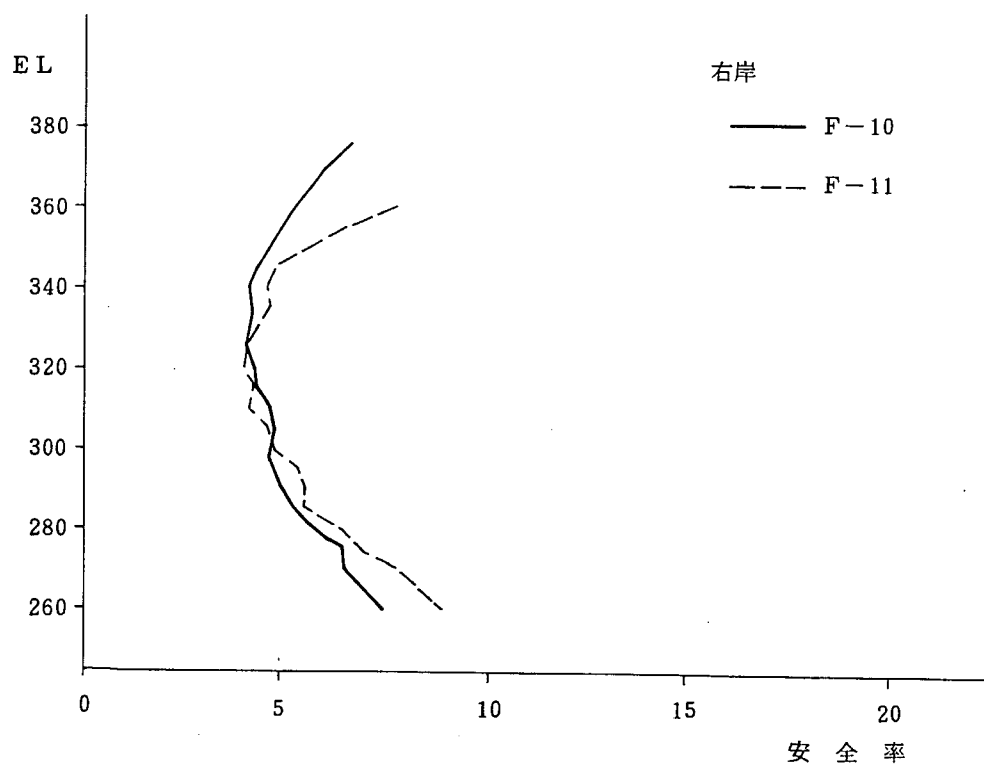
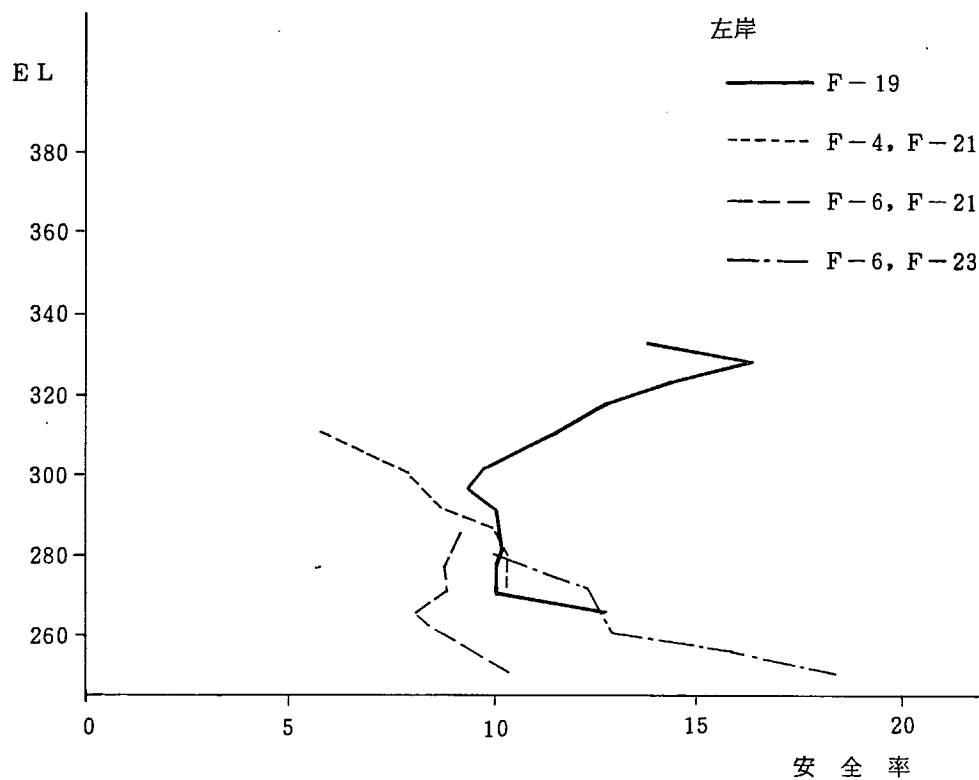


図-7-15 剛体滑り法（自重考慮，底面傾斜）によるせん断摩擦安全率

値を有している。以上の結果から底面の傾斜，基礎岩盤の地震時慣性力を考慮した解析でも基礎岩盤の安定性は確認されていると考えられる。

また，剛体滑り法による解析の信頼性を再確認するために，三次元有限要素法を用いて算出した基礎岩盤内の応力状態から剛体の滑動に対する安全率を2.3の断層の組合わせに対して求めてみた結果，剛体滑り法で解析した場合と大差ない値が得られた。

7.4 アーチダム堤体の応力解析法について

7.4.1 概 説

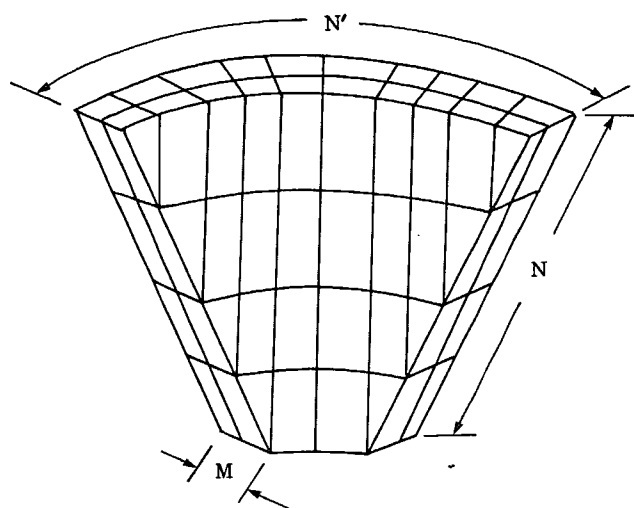
現在アーチダムの堤体応力は荷重分割法によって選定した堤体形状に対して最終的に模型実験によって検証されているが，模型実験は模型の製作および応力（ひずみ換算）の計測に高度の技術と多くの時間を必要とし，より合理的な解析法の開発が望まれている。このため，温井ダムの設計に際しては，模型実験に代る応力検証法として三次元有限要素法による解析を試み，その解析精度について検討を加えた。有限要素法の適用性についての最終的な結論は，温井ダムの模型実験結果を待たねばならないが，現段階では有限要素法は十分な解析精度を有していると考えられる。以下その検討結果について述べる。

7.4.2 要素分割と解析精度

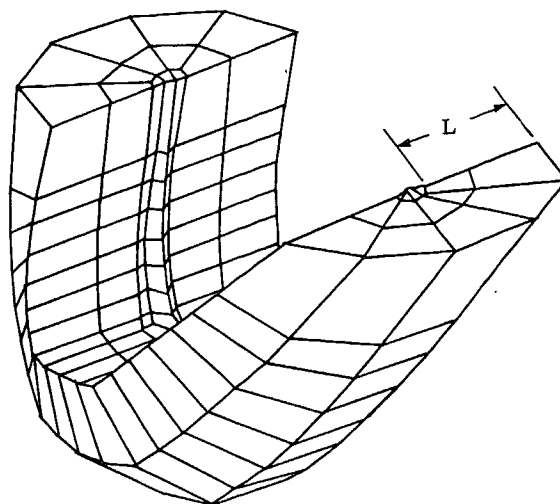
有限要素法による構造解析は，解析する構造系をあらかじめ変位特性を仮定したいくつかの要素に分割し，弾性論と仮想仕事の原理を用いてその応力解を求めるものである。したがってその解析精度を高めるには要素の変形特性を向上させるか，要素分割を細かくすることによって構造系全体の変形特性を向上させる必要がある。三次元解析の場合，要素分割数を大きくすることは計算機の容量によって制限を受けるため，解析精度を高めるには要素の変形特性を向上させることが有利であるとされている。このため，本解析には20節点のアイソパラメリック六面体要素を用いるものとした。

また，有限要素法では半無限体を取扱うことができないため，ダムの基礎岩盤には有限の大きさの範囲に境界を設けて解析を行わなければならない。この境界は堤体応力に大きな影響を与えない位置に設定する必要があるが，予備的な検討からダムの堤高と同じ深さにとればその影響は実用上無視できるとの結論に達している。

このような条件の下で，要素分割数を種々に変化させ，解析結果の収束性について検討を加えた。要素分割は図-7-16および表-7-5に示すとおりである。また，解析結果をアーチクラウン部での上，下流面の鉛直応力，水平応力について図-7-17から図-7-20に，また中間標高のアーチ部での上下流面の水平応力について図-7-21から図-7-22に示す。なお図中に荷重分割法による解析結果についても併せて表示した。ただし，有限要素法では自重を完成した堤体に作用させているため，ジョイントグラウチングを考慮して片持梁要素のみに荷重を作用させる解析手法を用いている荷重分割法との比較は実用的ではない。解析結果によればCase 2～4はほぼ収束した値を示しており，このことよりCase 3程度の要素分割を行え



堤体の要素分割



岩盤の要素分割

図 - 7 - 16 要素分割図

表 - 7 - 5 解析ケース一覧

ケース名	堤体要素分割数				岩盤要素分割数		全要素数
	高さ方向 N	接線方向 N'	厚さ方向 M	堤体 要素数	深さ方向 L	岩盤 要素数	
Case 1	5	12	1	40	2	196	236
Case 2	6	16	2	132	3	360	492
Case 3	7	18	3	252	3	420	672
Case 4	9	24	3	432	3	546	978

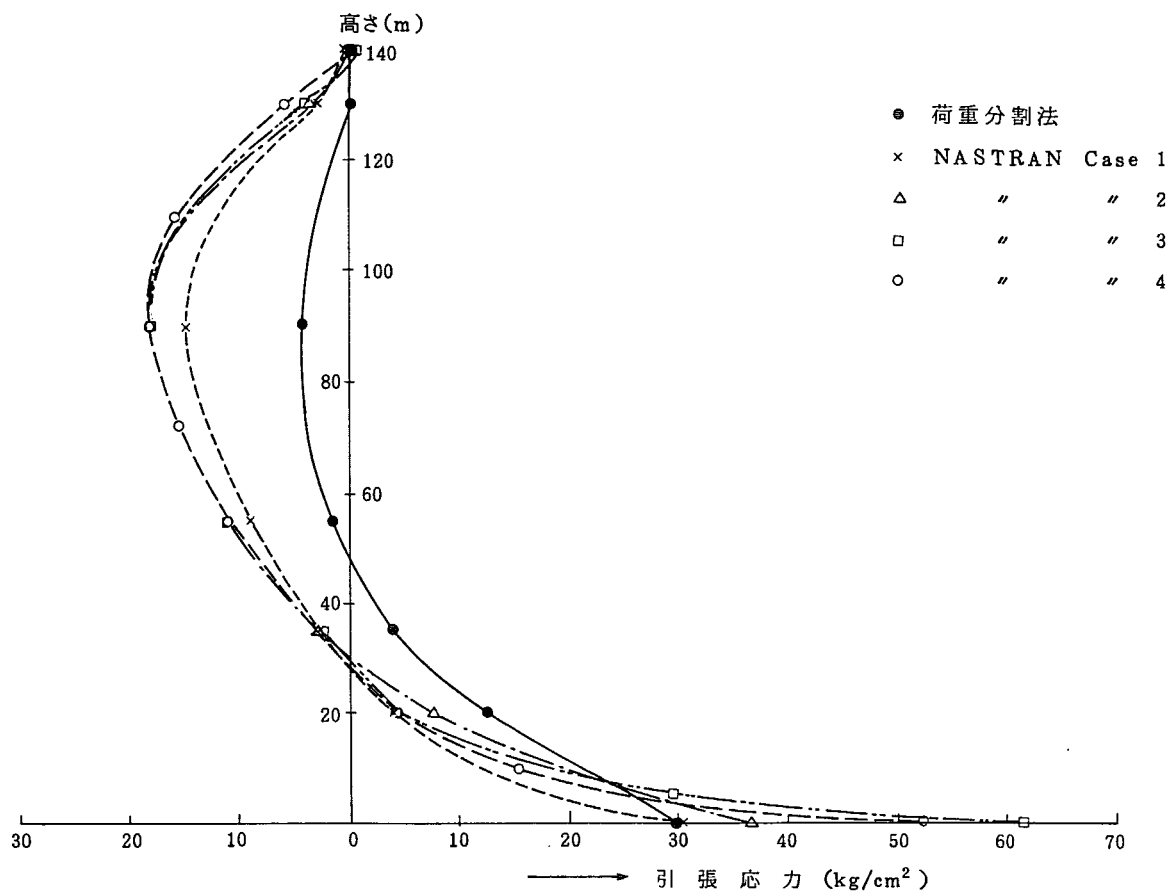


図-7-17 クラウンにおける上流面鉛直応力 (σ_U)

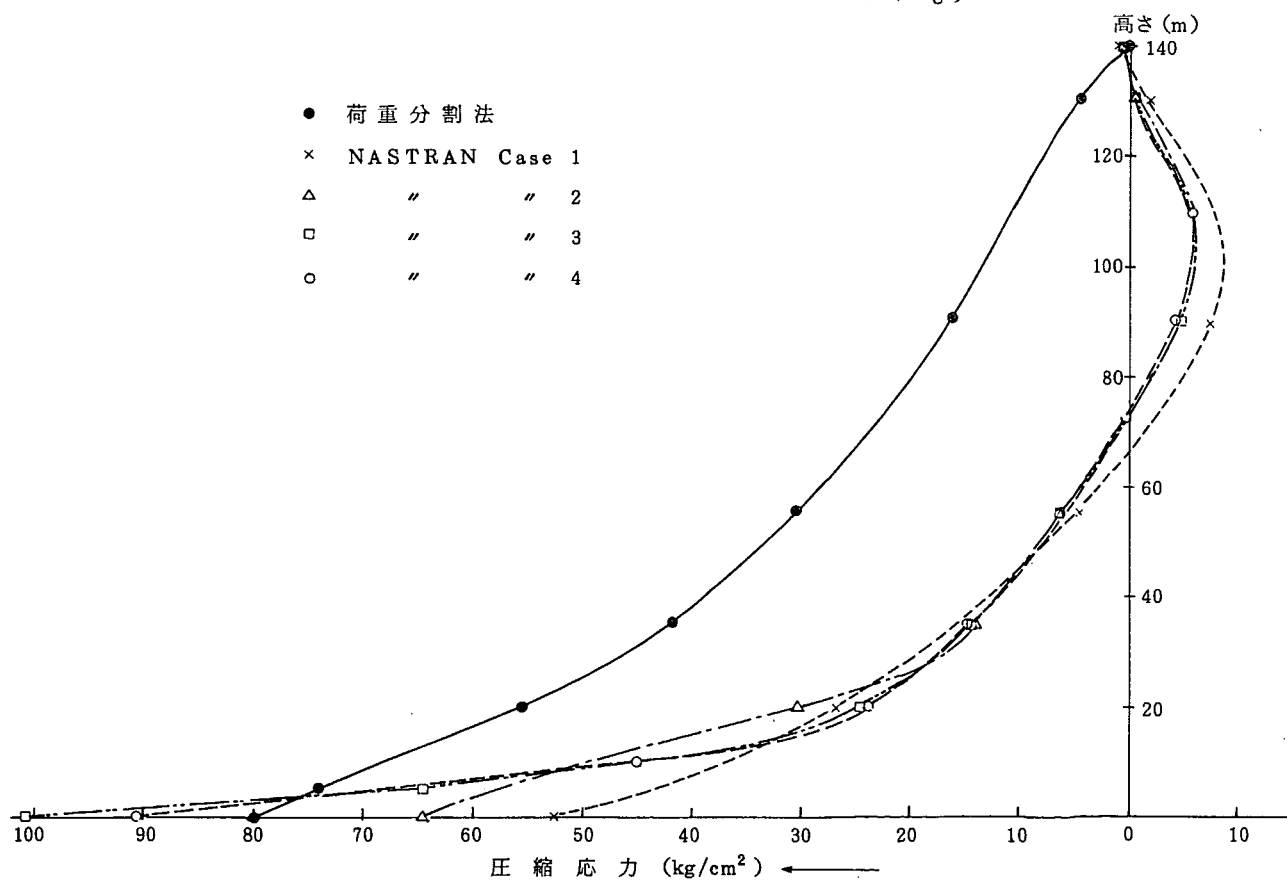


図-7-18 クラウンにおける下流面鉛直応力 (σ_D)

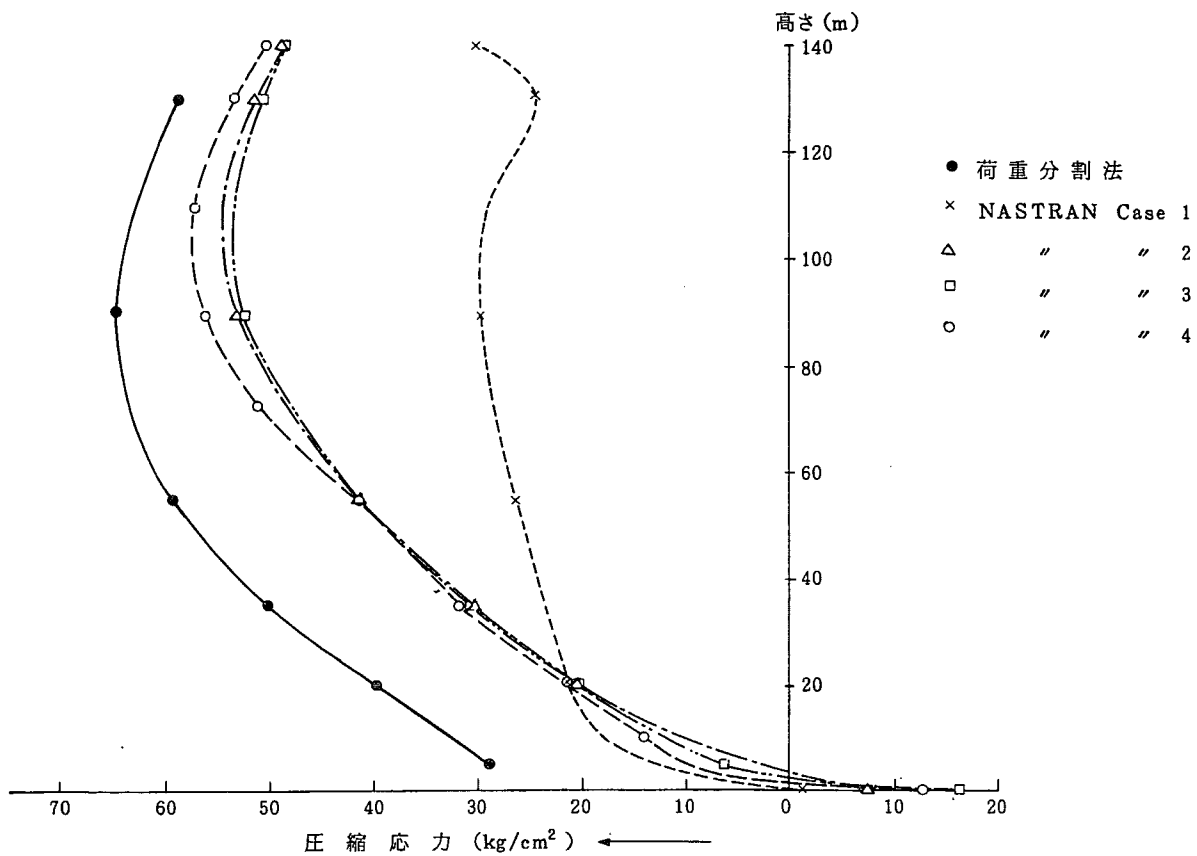


図-7-19 クラウンにおける上流面水平応力 (σ_E)

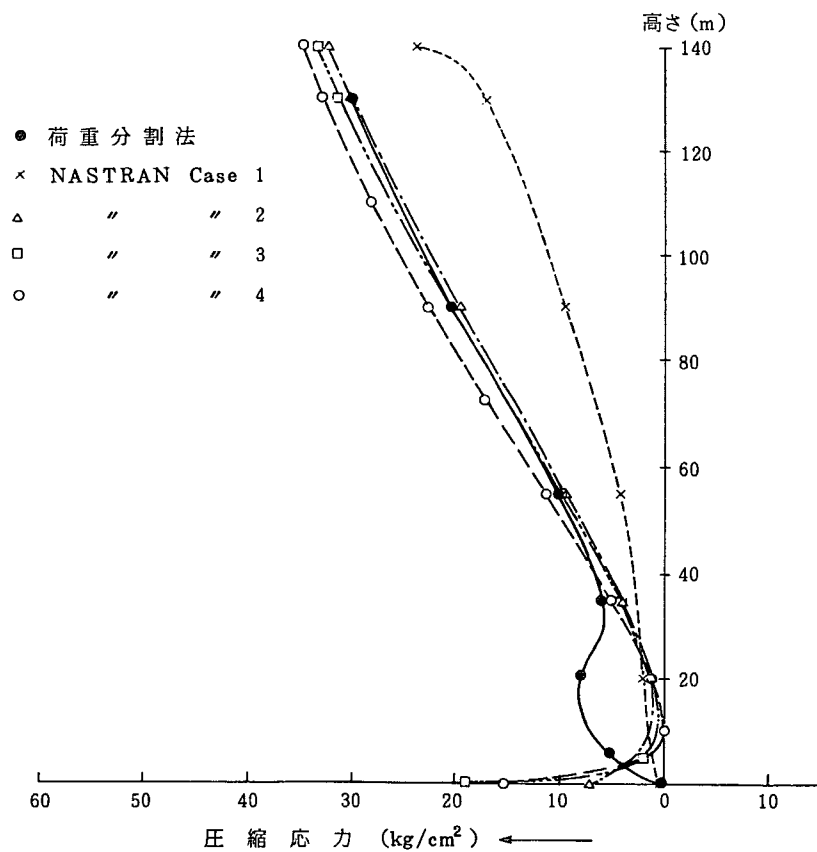


図-7-20 クラウンにおける下流面水平応力 (σ_I)

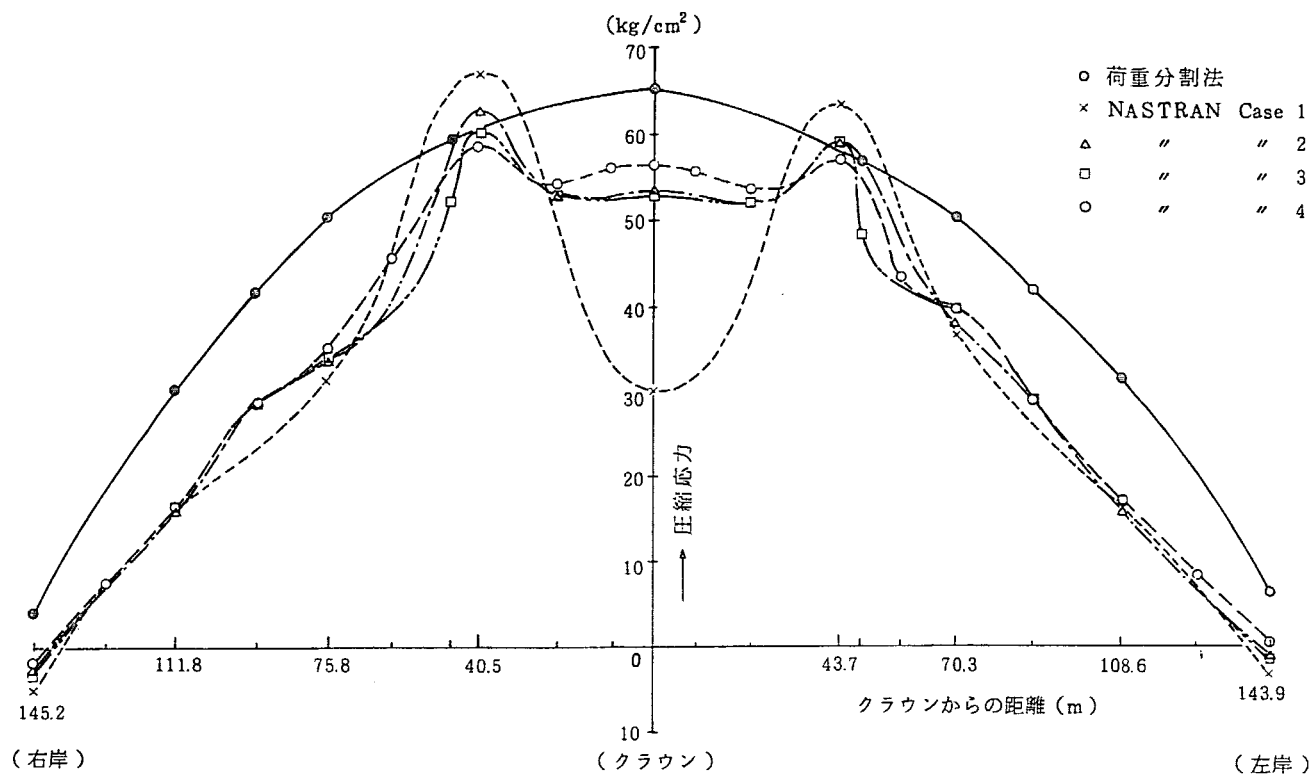


図-7-21 高さ90mでのアーチ断面における上流面水平応力 (σ_E)

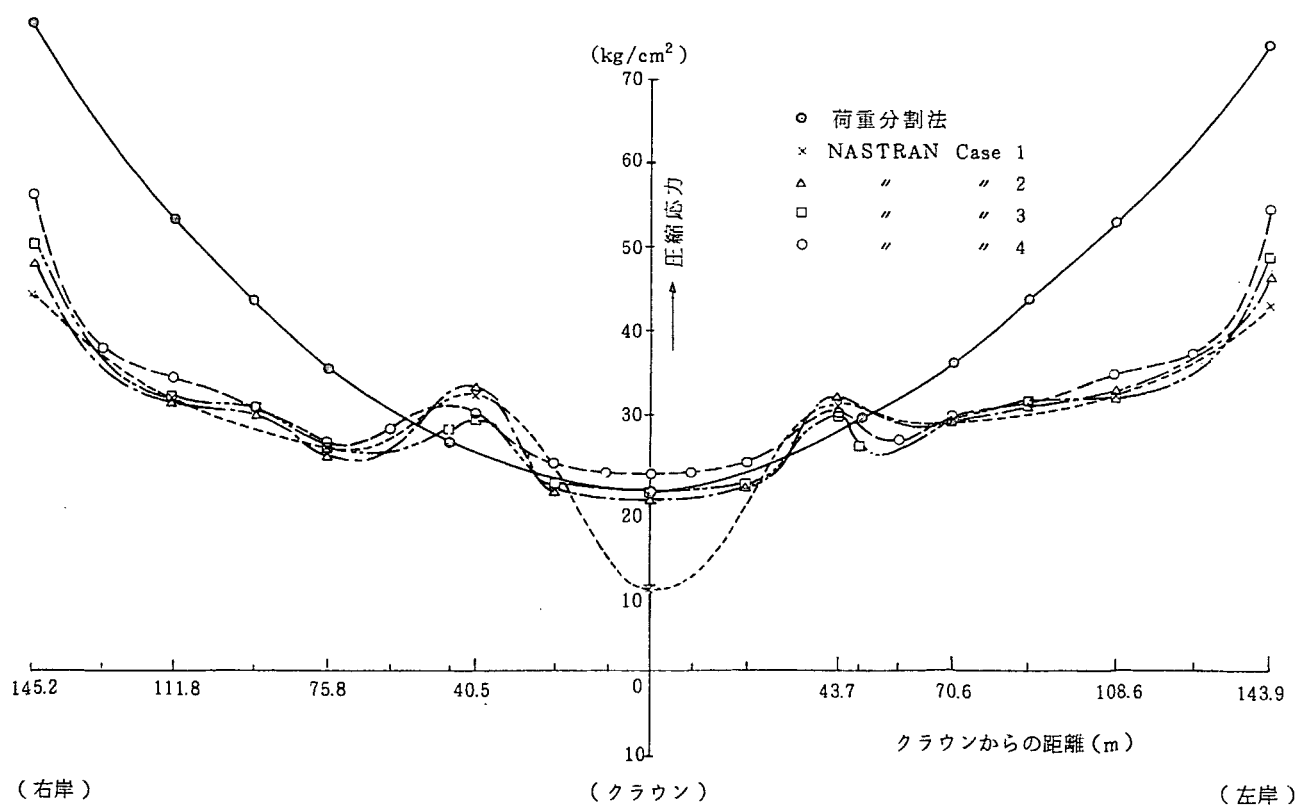


図-7-22 高さ90mでのアーチ断面における下流面水平応力 (σ_I)

ば実用上十分な解析精度が得られるものと考えられる。

7.4.3 有限要素法と荷重分割法、模型実験法との比較

前述した有限要素法の解析結果は、局部的に模型実験結果と異なった傾向を示している。このため、温井ダムの構造模型実験においてはこれらの点に十分注意を払った計測計画をたて両者の精度を詳細に比較する予定であるが、ここでは過去に設計されたアーチダムの一つである真名川ダムを例にとり、有限要素法、荷重分割法、模型実験法の精度比較を行った結果について述べる。ただし、本解析は他に目的をもって解析されたものであり、模型実験との水位、堆砂位に若干の差があるので、その比較はいくぶん定性的なものとなっている。また、自重の作用方法による差を除去するため、解析では自重応力を無視するものとした。なお有限要素法における要素分割数は温井ダムの Case 4 と同一である。

図-7-23から図-7-25は有限要素法、模型実験法、荷重分割法における上、下流面の鉛直応力および水平応力の応力等高線を示したものである。有限要素法と模型実験法の応力状態の差は下部標高のアーチクラウンにおいて著しくなっている。そして有限要素法の解析結果はむしろ荷重分割法の解析結果に近くなっている。このように下部標高のアーチクラウンの鉛直応力に対して有限要素法で大きな応力が生じているのは、応力集中の生じる範囲が有限要素法では過大に評価されていることも考えられるが、模型実験における堤体と岩盤模型の接着性の不良による模型実験法の誤差を示すことも予想される。このため、温井ダムでは第5章に示したように、拱頂片持梁上流側底面に発生する引張応力をできるだけ小さな値に抑えるように設計を行った。

次に荷重分割法に対して従来から大きな誤差を生じさせる要因として指摘されている解析上の仮定について、有限要素法の解析結果を下にその妥当性を検討してみた。荷重分割法の解析結果に大きな誤差を生じさせる要因と考えられている点は次の2点である。

- ① 基礎岩盤の変形量を半無限体に長方形の載荷面を有する分布荷重から求めており、基礎岩盤の変形が正当に評価されていない。
- ② 堤体をアーチ要素と片持梁要素からなる格子構造と仮定し、外荷重による両要素の変形量の一致条件からその応力状態が算出されているが、この際完全調整計算においても半径方向、接線方向の変位および鉛直軸まわりの回転の一致しか考慮されておらず、鉛直方向変位および半径方向、接線方向軸回りの回転が考慮されていない。

まず、①について見てみる。アーチダム着岩面における変位量のうち、荷重分割法の計算において出力されている半径方向変位、接線方向変位、鉛直軸回りの回転について、有限要素法と荷重分割法の結果を比較してみたものが図-7-26および図-7-27である。ここで図-7-26において、下側の図は各点での半径方向の変位、左側の図は各点の接線方向変位を示したものであり、また右上の図はこれを水平面上でベクトル表示したものである。これらの図からいえることは、着岩面における基礎岩盤の変位は有限要素法と荷重分割法において大きな差が見られていないということである。すなわち、“Vogtの仮定に基づく基礎岩盤の変形性の計算

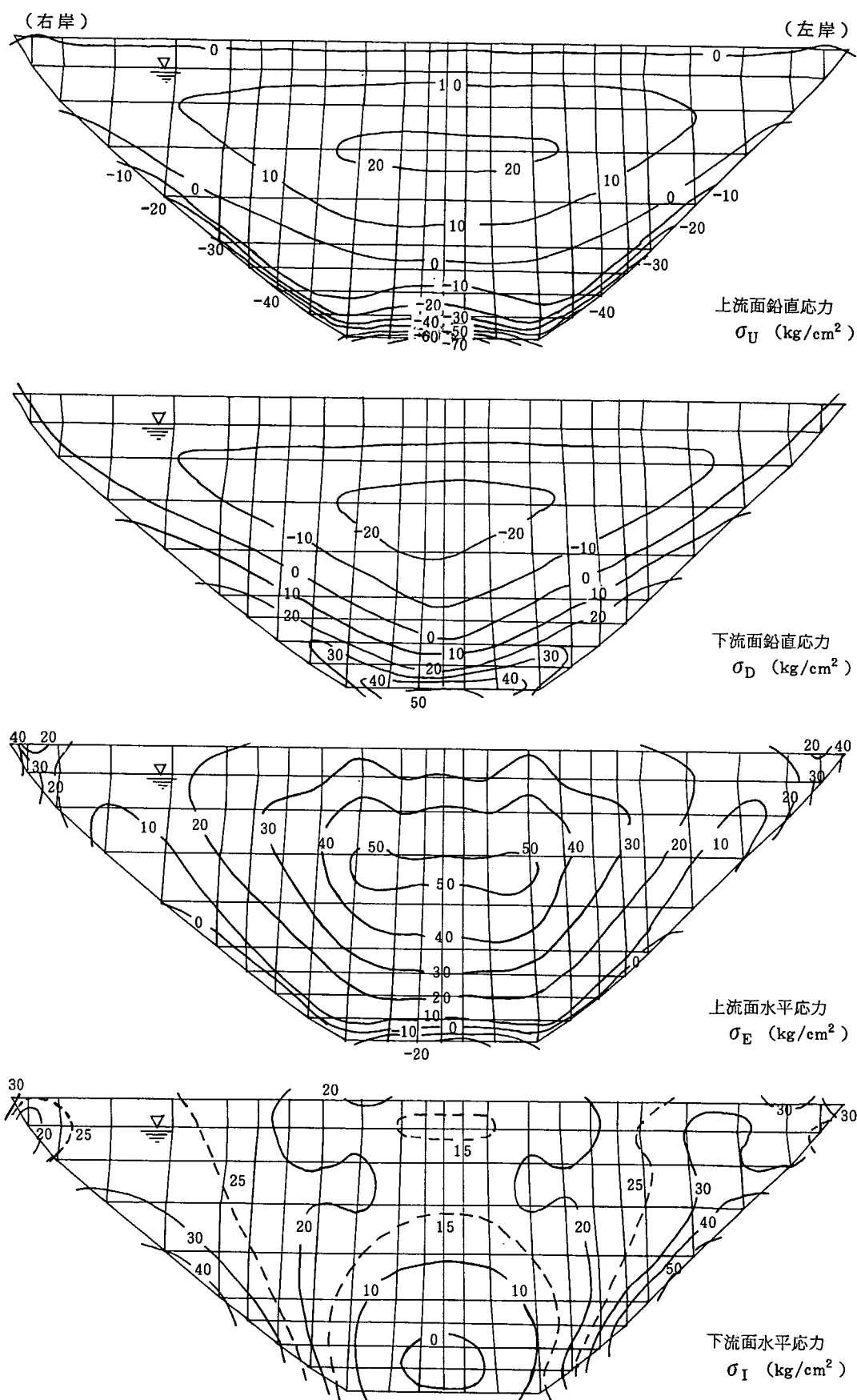


図 - 7 - 23 有限要素法による解析結果 (水位 = 115 m)

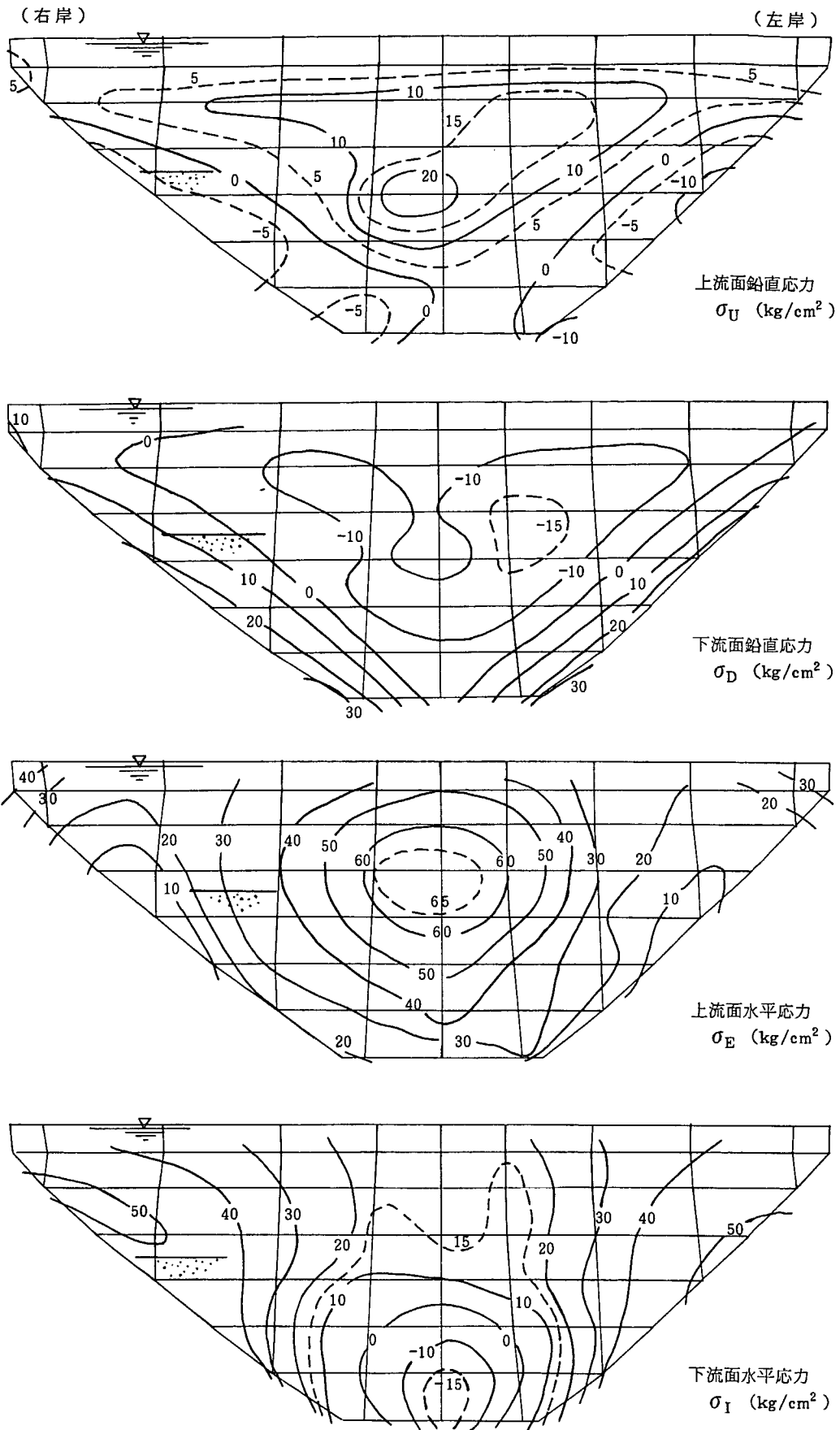


図 - 7 - 24 模型実験法による解析結果 (水位 = 126 m, 堆砂位 = 71 m)

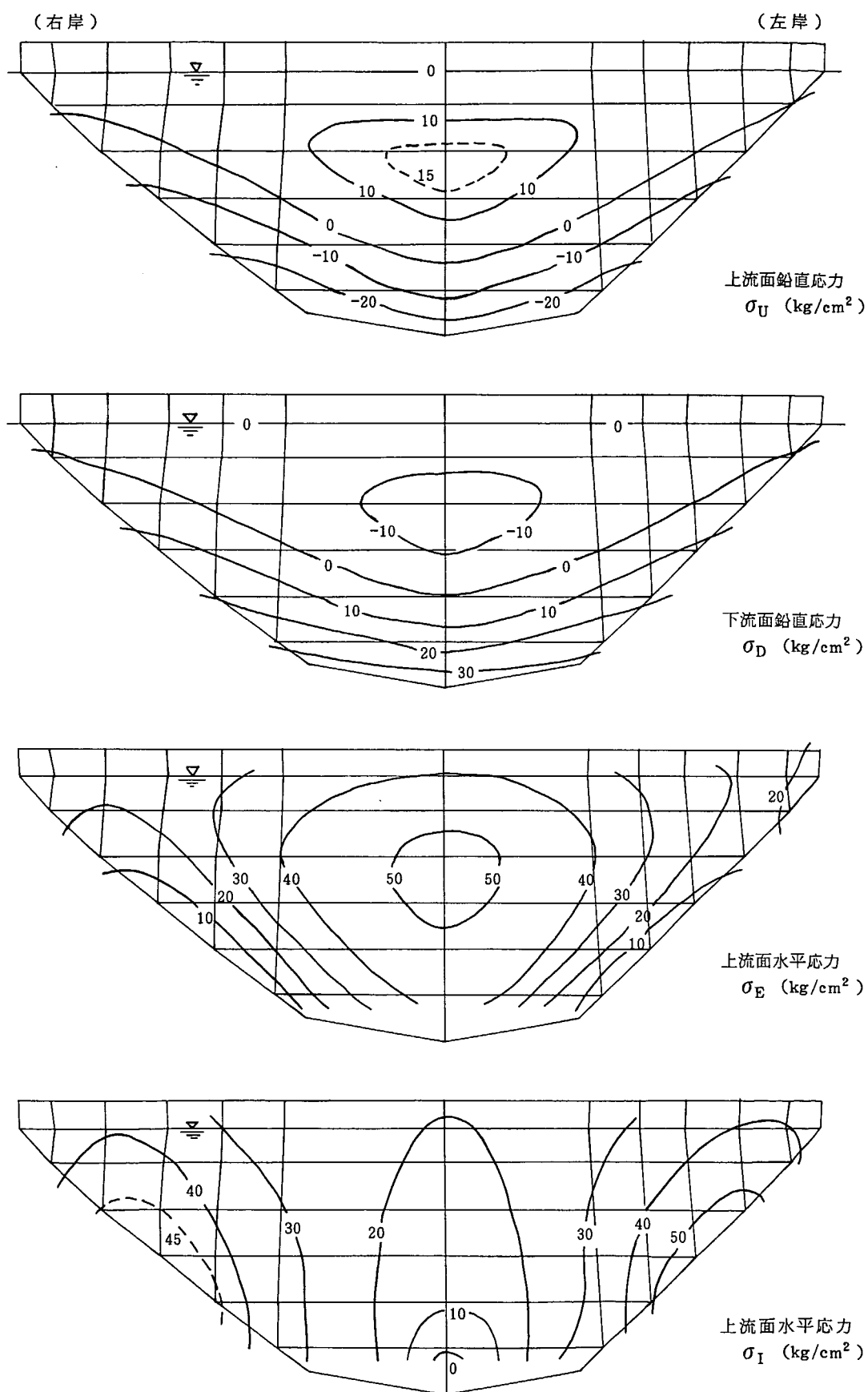


図 - 7 - 25 荷重分割法による解析結果 (水位 = 115m)

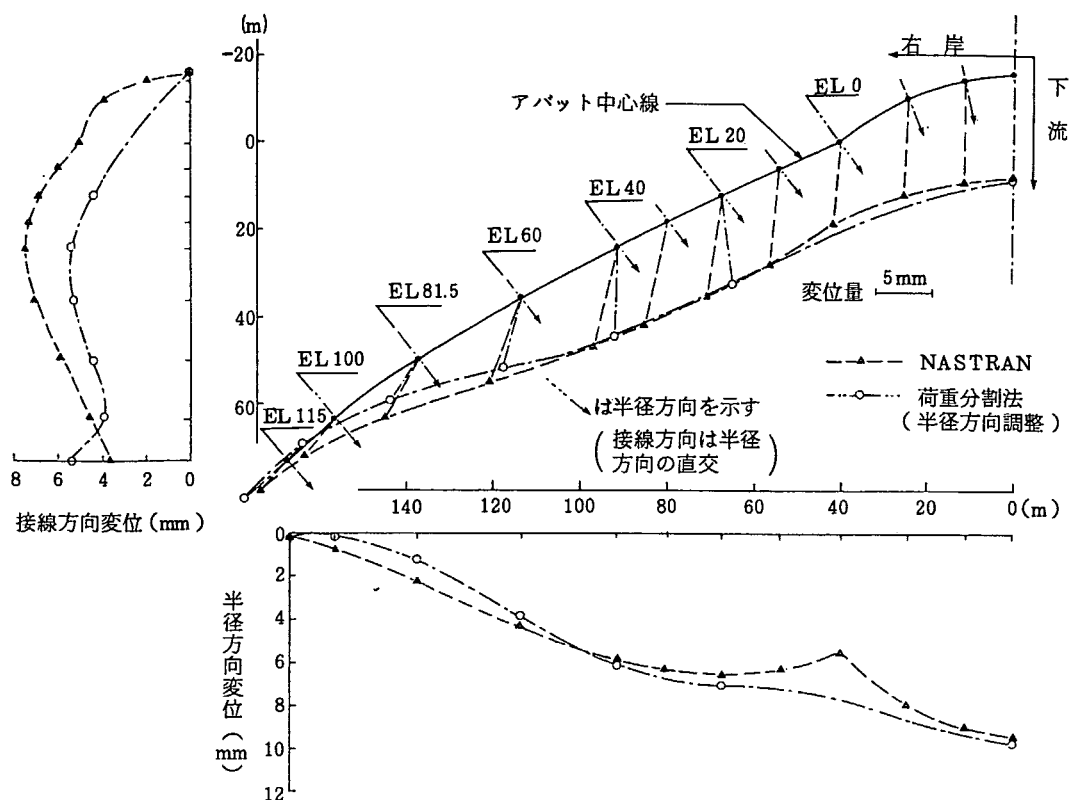


図 - 7 - 26 ダム着岩面における基礎岩盤の水平方向変位

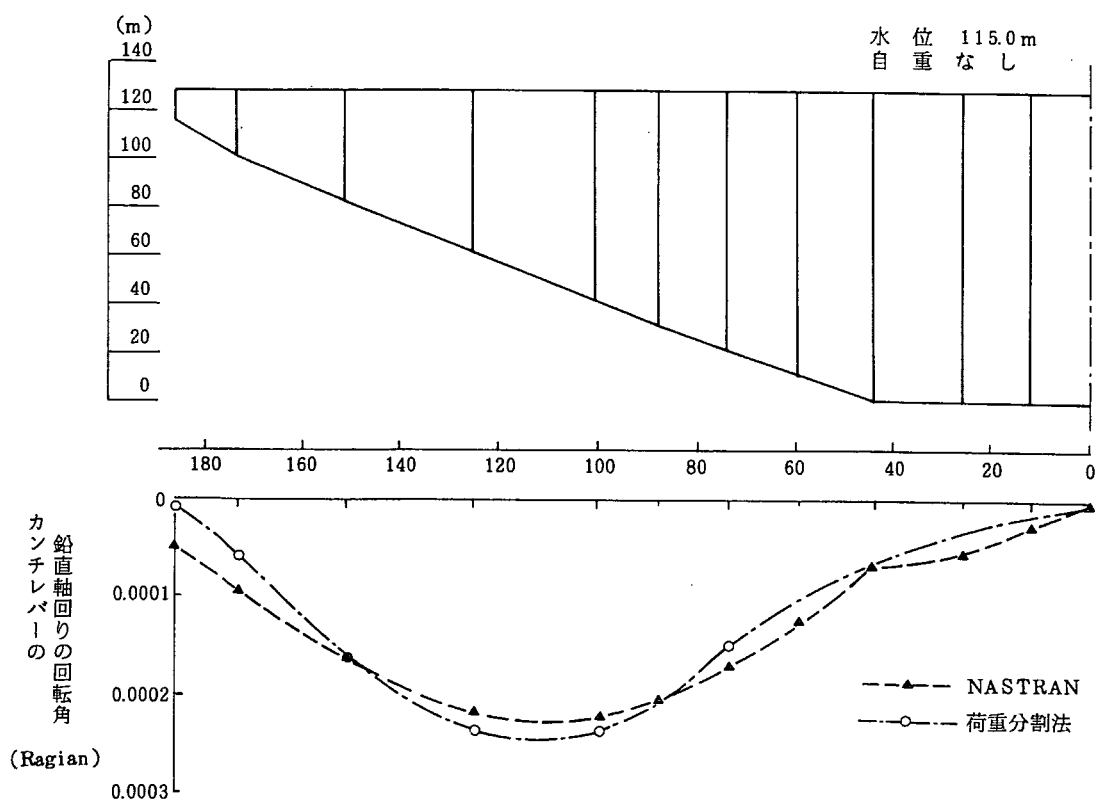


図 - 7 - 27 ダム着岩面における基礎岩盤の鉛直軸回りの回転

法が荷重分割法の精度を低下させる”原因とはなっていないようである。これについては模型実験の終了をまって再び考察するものとする。

次に荷重分割法において無視されている変位，回転を調整するための自己平衡荷重を見てみよう。いま，図-7-28のようにアーチダムの微小部分を円筒の微小部分で近似してみると，その釣合式は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_{\phi}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial Q_z}{\partial z} + \frac{T_{\phi}}{\rho} + X &= 0 \\ \frac{\partial T_{\phi}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial S_{z\phi}}{\partial z} + \frac{Q_{\phi}}{\rho} + Y &= 0 \\ \frac{\partial S_{\phi z}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial T_z}{\partial z} + Z &= 0 \quad \dots\dots (1) \\ -S_{z\phi} + S_{\phi z} + \frac{M_{\phi z}}{\rho} &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_{\phi z}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial M_z}{\partial z} + Q_z &= 0 \\ \frac{\partial M_{\phi}}{\rho \partial \phi} + \frac{\partial M_{z\phi}}{\partial z} - Q_{\phi} &= 0 \end{aligned}$$

いま外力としてXのみを考え，幅 $ds = \rho d\phi$ なる片持梁に作用する半径方向力，接線方向力，鉛直方向力，およびそれぞれの方向のまわりのモーメントを求めると次式のようなになる。

$$X_c = \left(-\frac{\partial Q_{\phi}}{\partial \phi} + T_{\phi} + \rho X \right) d\phi$$

$$Y_c = \left(-\frac{\partial T_{\phi}}{\partial \phi} - Q_{\phi} \right) d\phi$$

$$Z_c = -\frac{\partial S_{\phi z}}{\partial \phi} d\phi$$

..... (2)

$$M_{xc} = (M_{\phi z} + \rho S_{\phi z}) d\phi$$

$$M_{yc} = -\frac{\partial M_{\phi z}}{\partial \phi} d\phi$$

$$M_{zc} = \left(\frac{\partial M_{\phi}}{\partial \phi} - \rho Q_{\phi} \right) d\phi$$

同様に幅 dz なるアーチを考えれば，これに作用する力は次のようになる

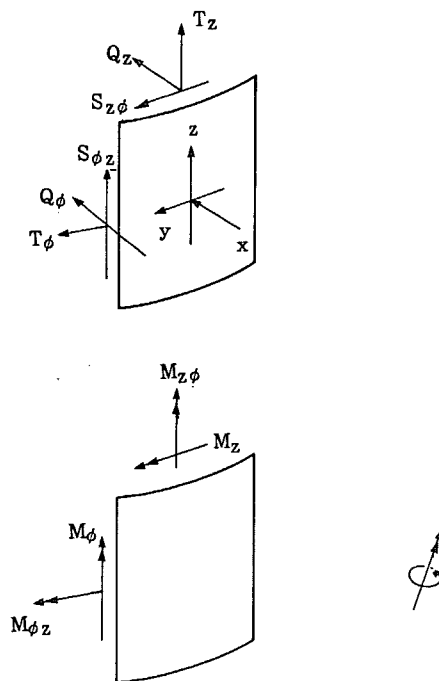


図-7-28 円筒殻モデル

$$\begin{aligned}
X_a &= \left(\frac{\partial Q_z}{\partial z} + X \right) dz \\
Y_a &= \frac{\partial S_{z\phi}}{\partial z} dz \\
Z_a &= \frac{\partial T_z}{\partial z} dz \\
M_{xa} &= -S_{z\phi} dz \quad \dots\dots\dots (3) \\
M_{ya} &= \left(\frac{\partial M_z}{\partial z} + Q_z \right) dz \\
M_{za} &= \frac{\partial M_{z\phi}}{\partial z} dz
\end{aligned}$$

ここで $\rho d\phi = dz = 1$ とすれば,

$$\begin{aligned}
X_c + X_a &= X & M_{xc} + M_{xa} &= 0 \\
Y_c + Y_a &= 0 & M_{yc} + M_{ya} &= 0 \quad \dots\dots\dots (4) \\
Z_c + Z_a &= 0 & M_{zc} + M_{za} &= 0
\end{aligned}$$

が成立する。ここで X_c , X_a が水圧荷重の分担力, その他の荷重が自己平衡荷重に相当する。このうち荷重分割法に厳密に取り入れられているのは, X_c , X_a , Y_c , Y_a , M_{zc} , M_{za} の3組である。その他荷重分割法に取り入れられていない自己平衡荷重は

$$\begin{aligned}
Z_c &= -Z_a = \frac{\partial S_{\phi z}}{\partial \phi} d\phi = \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\int \tau_{z\phi} dx \right) d\phi \\
M_{xc} &= -M_{xa} = S_{z\phi} dz = - \left(\int \tau_{z\phi} \left(1 + \frac{x}{\rho} \right) dx \right) dz \quad \dots\dots\dots (5) \\
M_{yc} &= -M_{ya} = \frac{\partial M_{\phi z}}{\partial \phi} = \frac{\partial}{\partial \phi} \left(- \int \tau_{z\phi} x dx \right) d\phi
\end{aligned}$$

となり, この影響はせん断応力 $\tau_{z\phi}$ に依存する形になっている。

図-7-29から図-7-31は有限要素法による解析結果より $S_{\phi z}$, $S_{z\phi}$, $M_{\phi z}$ の分布を求めたものである。(19)式によれば, 鉛直方向の自己平衡荷重の大きさはアーチ接線方向の単位長さ当りの $S_{\phi z}$ の増分で表わされるが, この荷重はアーチダム下部標高では水圧荷重と同程度の大きさとなり, 必ずしも無視できないといえる。

次に, アーチ半径方向軸まわりの回転を調整するための自己平衡荷重(モーメント)は $S_{z\phi}$ の値によって, またアーチ接線方向軸まわりの回転を調整するための自己平衡荷重(モーメント)は, アーチ接線方向の単位長さ当りの $M_{\phi z}$ の増分表わされるが, これらの値も鉛直軸回りの

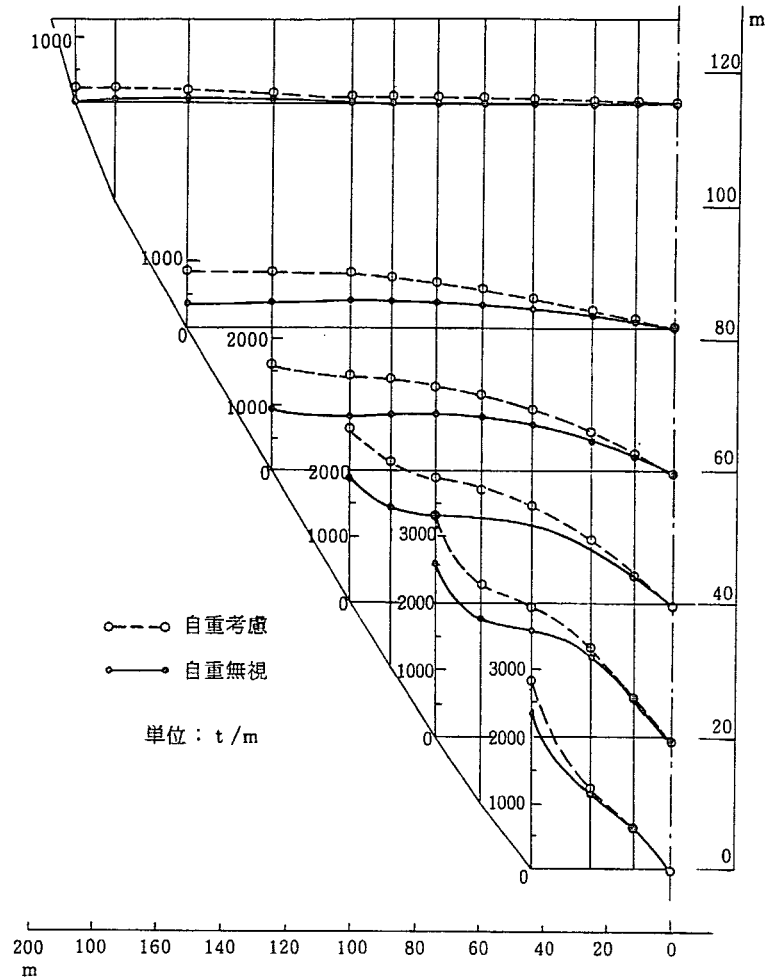


図 - 7 - 29 片持梁要素側面の鉛直方向せん断力 $S_{z\phi}$ の分布

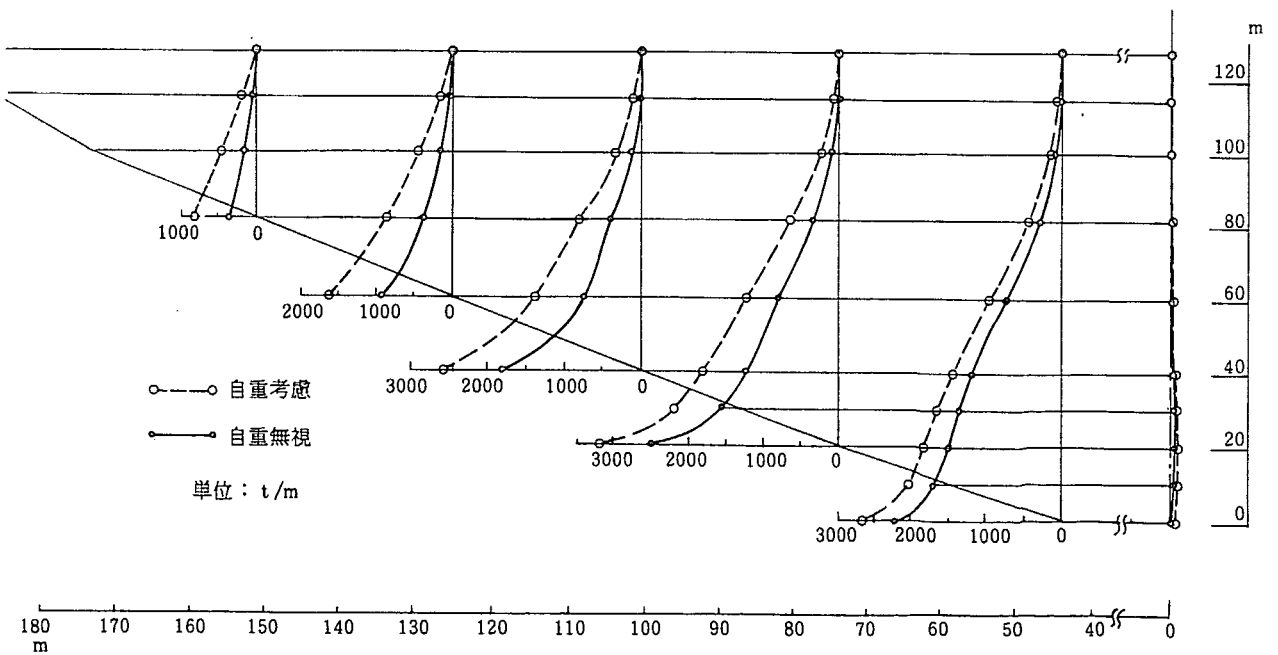


図 - 7 - 30 アーチ要素側面の接線方向せん断力 $S_{z\phi}$ の分布

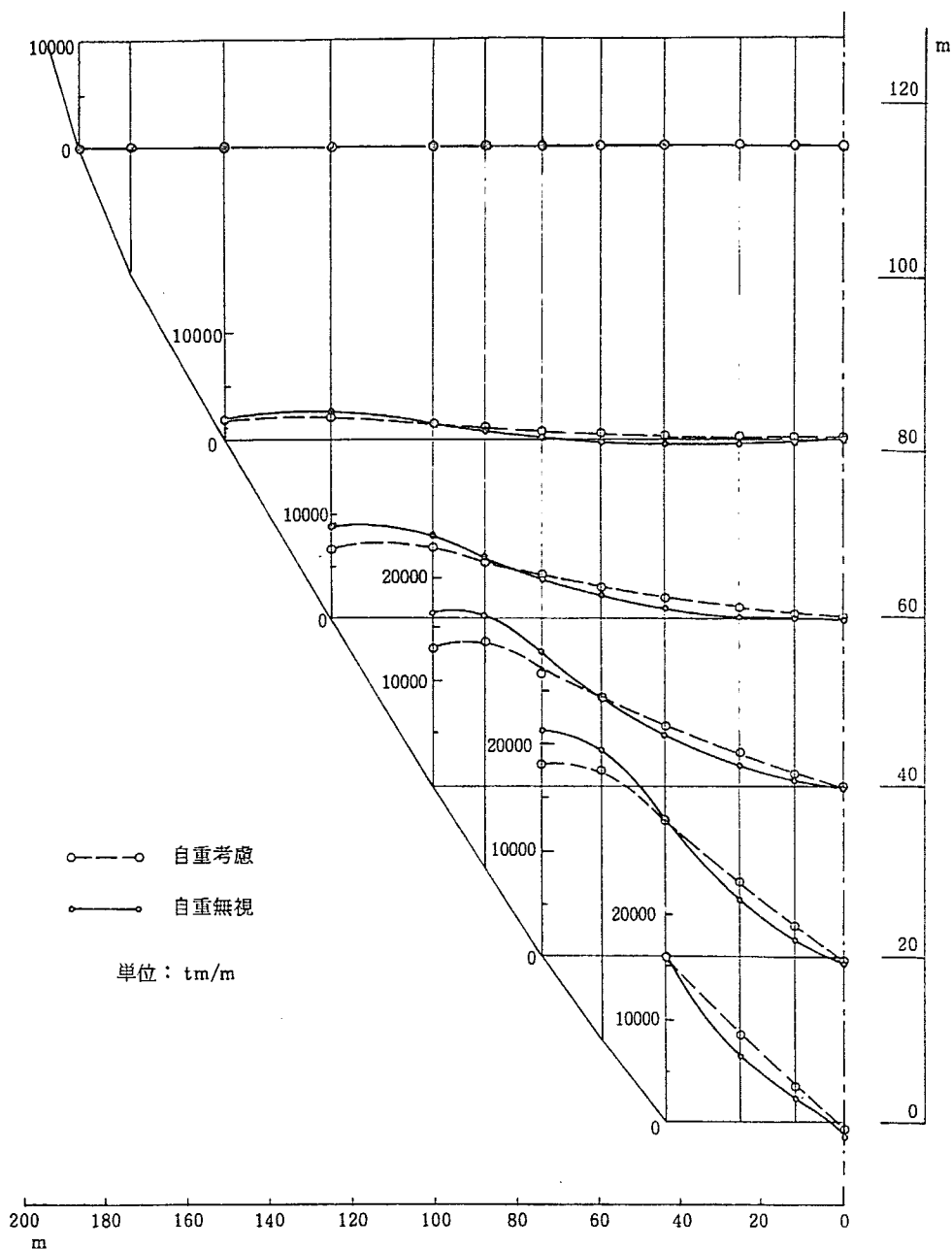


図-7-31 片持梁要素側面のアーチ接線方向軸回り回転モーメント M_{ϕ_z} の分布

モーメントと同程度の大きさであり、特にアーチダム下部標高で大きな値となっていることがわかる。

以上のように、これらの自己平衡荷重を無視する影響は大きく、これが荷重分割法の精度低下に関係しているといえる。

なお、荷重分割法、模型実験法、有限要素法の精度については、温井ダムの模型実験の終了をまって改めて最終的な考察を行う予定である。

参 考 文 献

- 土木学会編：工事報告川俣アーチダム，土木学会，1965年
- 飯田隆一，柴田功，斉藤孝三，増元四郎：アーチダム構造設計と模型実験の関連，土木研究所資料，第698号，1970年
- 安田三郎：社会統計学，丸善，1974年
- O. C. Zienkiewicz，吉識雅夫他訳：基礎工学におけるマトリックス有限要素法，培風館，1975年
- 水野光章，吉村佐，永山功，樗沢秀人，糠沢宏二：川治ダム基礎岩盤の安定解析報告書，土木研究所資料，第1083号，1976年
- 水野光章，永山功：ダム工学における有限要素法(2)，土木研究所資料，第1087号，1976年
- E. Hoek，J. Bray. 小野寺透他訳：岩盤斜面工学，朝倉書店，1979年
- 斉藤孝三，永山功，矢沢克敏，白江健造：アーチダムの設計，土木研究所資料，第1642号，1981年
- 藤沢侃彦，永山功，新高庸介：有限要素法によるアーチダム応力解析プログラム使用説明書および解説，土木研究所資料，第1900号，1983年