

I S S N

07

土 研 資 料 第 1 7 5 4 号

土 木 研 究 所 資 料

ダム基礎岩盤における断層の
安定解析とその処理

昭和 57 年 1 月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

は　じ　め　に

我が国のダム基礎岩盤には、その規模の大小は異なるが必ずと言って良い程断層が存在する。特にコンクリートダムの基礎となる岩盤は、新第三紀以前の古い地質時代のものが多く、断層も多いのが特徴的である。コンクリートダムは、フィルダムに比して、基礎岩盤に加わる応力が大きいため、岩盤の変形性及び強度が基礎岩盤を含めたダムの安定性に与える影響が大きい。したがって、ダム基礎岩盤中に大規模の断層が存在する場合は、この影響が最も著しいと言わねばならない。また、断層は岩盤の破断面だけではなく、その周辺がある幅を持った帯状に破碎されていることが多く、それが緩んでいる場合は透水性も大きく、基礎岩盤の止水上としても大きな問題となることがある。

ダムの基礎岩盤の断層処理の方法としては近年迄は米国開拓局が Shasta ダムで断層のある深さまでコンクリートで置き換えたプラグが設計施工された事例を参考として同じ様な考えのもとに行われていることが多かった。しかし、この Shasta 方式は、断層が堤体の応力へ及ぼす影響度をもとに計算されていることから、ダム基礎岩盤を含めた応力解析ではないとされている。したがって、基礎岩盤の安全性と言うことが重要視されるようになり大規模な岩盤解析が行われるようになって来た。当研究室に於いても、当初、直轄のダムで大規模な断層を有するものについて堤体と基礎岩盤を含めたその安定性について、石膏模型による構造実験を行っている。その後、有限要素法の開発によって簡便に解析が可能となり、現在ではこの種の検討方法が著しく、精度良く行われるようになった。

本報告は、当研究室がこれまで行ってきた断層を含むダム基礎岩盤の安定解析事例から主要なものについて収録したものである。当初の石膏模型による構造実験から最近の有限要素法によるものまでであるが、興味をひくことは石膏模型の実験によるものと、有限要素法によるものが両者の間で、定性的には非常に良い一致性があることで、模型実験もかなりの精度を有するものであったと思われる。

最後の章には、重力式コンクリートダムの基礎岩盤に、断層がある場合その位置、傾斜によってダム基礎岩盤の応力分布の変化、安全率の変化についてモデル解析を行ったものについて報告してある。これによって、どの位置にどのような傾斜を有する断層がある場合は、ダム本体を含めた応力上の問題点、安全率への影響度がどの程度のものか概ねの目安が付けられ、ダム軸選定等の参考となるものと思われる。

昭和57年1月

ダム構造研究室

斎藤孝三

白江健造

片平博

目

次

は じ め に

第1章 コンクリートダム基礎岩盤における断層及び弱層の安定解析事例	1
1.1 概 要	1
1.2 湯田ダム	2
1.3 川俣ダム	13
1.4 下笠ダム	21
1.5 大滝ダム	34
1.6 矢作ダム	42
1.7 遠部ダム	49
1.8 霧積ダム	54
1.9 大石ダム	63
1.10 大渡ダム	71
1.11 川治ダム	79
1.12 ま と め	90
第2章 断層が重力ダムの安全性に与える影響	92
2.1 概 要	92
2.2 モデル重力ダム物性, 荷重条件	92
2.3 解析方法及び結果	93
2.4 ま と め	114
参 考 文 献	115

第1章 コンクリートダム基礎岩盤における 断層及び弱層の安定解析事例

1.1 概 要

ダム基礎における断層及び弱層の安定解析については、当研究室が直接実施または関与したものについては、かなりの数に達している。そのうち主要なもの10ダムについて収録したものである。その概要について次表に示す。

ダム名	型式	完成年	問題点	主な解析手法	処理工法
湯田	重力アーチ	S 3 8	仮排水路上部の岩盤の陥没、及び近傍の断層群	模型実験	○陥没部の填充処理 ○断層群へのコンクリート置換工
川俣	アーチ	S 4 1	左岸側に発達した断層群	模型実験	○トランスミッティン グウォール ○岩盤P・S工
下釜	アーチ	S 4 6	左岸側の断層、弱層群	模型実験	無処理 (グラウト工のみ)
大滝	重力	S 6 2 (未定)	河床部下流端の高角度断層群	模型実験	○ダム軸の変更
矢作	アーチ	S 4 6	左岸の断層	(模型実験) 2次元有元要素法	○岩盤P・S工
遠部 (青森県)	重力	S 5 0	右岸の水平断層	2次元有元要素法	○ダウェリング工法
霧積 (群馬県)	重力	S 5 1	河床部水平断層	2次元有元要素法	○フィレットの増設 ○ダウェリング工法
大石	重力	S 5 2	河床部を横ぎる弱層	2次元有元要素法	○コンクリート置換工 ○フィレットの増設
大渡	重力	S 5 7	ダム下流端付近に広く分布するC ₁ 級岩盤	2次元有元要素法	無処理
川治	アーチ	S 5 7	左岸及び右岸の鉛直で河道に平行な断層群	2次元、3次元有限要素法	○岩盤P・S工

1.2 湯田ダム

1. ダムの概要

湯田ダムは北上川水系和賀川に昭和38年に完成した高さ87.5mのアーチ重力式コンクリートダムであり、発電・かんがい、及び洪水調節を目的とした多目的ダムである。

2. 問題点

ダム計画当初、ダムサイトの地形、地質は全体的に見て良好で、アーチダムに適しているとの判断のもとに施工を進めていたが、断層帯が多数発達しており、更に、昭和36年春にダムアバットメント右岸の仮排水路上部の岩盤に大規模な陥没災害の発生をみている。

湯田ダムはアーチ重力式ダムであるが、右岸アバットは地質不良のため一部重力アバット（スラストブロック）で受けており、その重力アバットの大きさは高さ40m長さ54mで底面積が1,500㎡程度であったが、陥没災害はこの計画基礎面に発生したものであった。（図-1.2-1参照）。

本体コンクリート打設が全体量の約20%まで終了している現状から考えてダムアバットの大きな変更は無理であり、ダム形状の大きな変更も不可能であった。従って、陥没部はコンクリート填充工法を採用することに依り、またスラストブロックは下面のみでなく下流面にも力の伝達を検討することにし、該当地区の断層群の処理の方針及び陥没処理方針の資料をうるため現形状のダム型式で右岸陥没部の基礎模型実験を行ったものである。

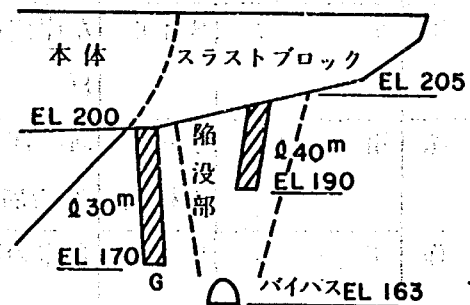


図-1.2-1 陥没部側面図
(上流側より)

3. 模型実験による解析

陥没部処理とその周辺の断層処理の程度を判断し、安全性を確認する為に模型実験を行ったものであり、実験の目的としては、

イ. 陥没部の基礎の安定に対する影響と、それを填充補強する程度の判断の基準を得る。

ロ. 陥没部周辺の断層帯を含めた基礎全体の安全性の検討と断層帯の補強計画を立てる。

等であり、まず破壊実験から破壊安全率と破壊状態の観察によって処理方針を具体化し、応力分布測定を行って補強詳細計画の指針とした。

実験の種類としては現象の判断を容易にする為、①断層陥没のない地質の一樣なもの、②断層及び陥没を表現したもの、③それら进行处理したものと系統的に行っている。

3-1) 模型の条件

① 模型はすべて2次元模型とされた。

湯田ダムはアーチ重力式ダムであることから、実際には三次元構造物であるが、三次元模型実験はその手法が複雑であり、今回のように模型の個数が多くなる場合は、経済的にも不向きであった。

② 模型における弾性係数Eは、実際のそれと等しく定めた。

強度と弾性係数との間には、比例関係が成立することから、これで現物と模型との強度は等しいものと考えた。

各部分の弾性係数を表-1.2-1に示す。

③ 模型の材料には石膏を用いた。

石膏の強度と弾性係数との関係が岩盤とよく類似しており、水とけいそう土を適度に混合することにより、弾性係数を70,000~5,000kg/cm²程度まで変えることが出来る。

④ 安全率は、破壊時の荷重強度を、設計荷重強度で割ることによって求めることとした。

実際のダムにおける破壊は、荷重の増加によるものより、岩盤の物性の劣化によるものの可能性のほうが大きい。しかし、模型実験において、物性を連続的に低下させることは、技術的に困難である為、逆に荷重を連続的に増加させ破壊に至らしめた。

⑤ 模型の縮尺は1/100、厚さ10cmとした。

⑥ 模型の作製法としては、種々の弾性係数をもつ石膏板を多数製作し、乾燥後、所定の寸法に切断し定規板に合わせて積重ねエポキシ樹脂にて接合した。

⑦ 設計荷重としては温度荷重の関係から3月荷重と9月荷重という2通りのものを用いた。

3-2) 実験方法

A. 破壊実験

岩盤に加わるアーチスラストを油圧ジャッキを用いて載荷し、荷重を順次増加させて破壊に至らしめ、破壊荷重と設計荷重の比から安全率を求めるとともに、破壊の進行にともなうキレツの発生状況を観察した。

荷重の増加速度は、破壊強度に関係する為、油圧上昇速度を毎分5kg/cm²とするとともに、油圧20kg/cm²ごとに2分間のひずみ測定を行ない、荷重の増加速度をできる限り一定にならしめた。

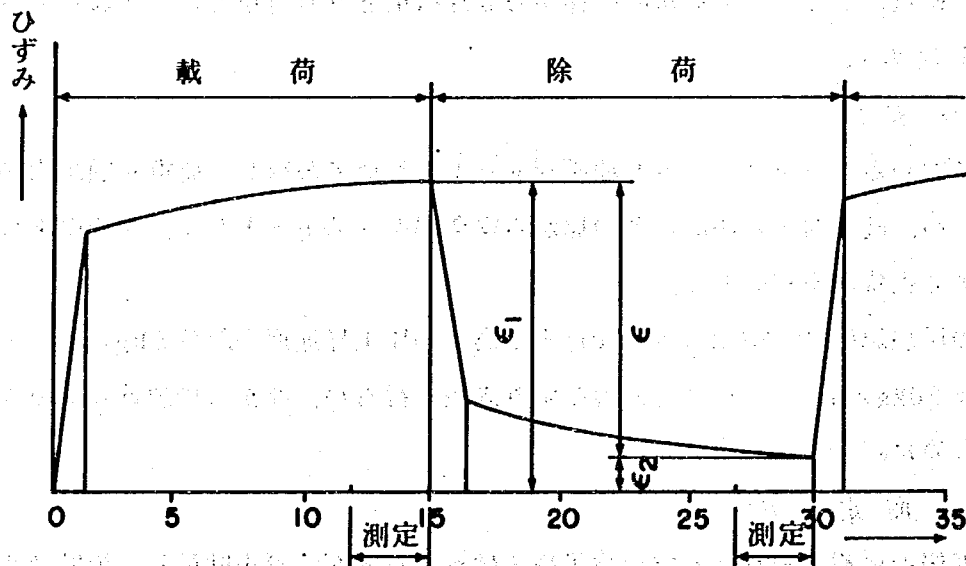
B. 応力測定

模型両側面にそれぞれ26枚の格子型3軸ペーパーゲージを貼付し、設計荷重の約60%の荷重を加えてひずみを測定した。測定は気温及び湿度の安定する時間をえらび、5回以上繰返して正確を期した。また、ひずみは時間とともに変化することから測定時間の統一をかけた。測定要領を図-1.2-2に示す。

測定されたひずみから主応力値を求め、模型の縮尺と荷重強度の関係から実際のダムの設計荷重における応力を換算した。

表-1.2-1 模型材料

位 置	弾 性 係 数	石膏	水	けいそう土	ハイストン (硬石膏)
岩 盤 部	60,000kg/cm ²	1.0	0.8	0	—
"	40,000kg/cm ²	1.0	1.05	0	—
"	30,000kg/cm ²	1.0	1.4	0.2	—
"	20,000kg/cm ²	1.0	1.75	0.3	—
断 層 部	40,000kg/cm ²	1.0	1.05	—	—
"	20,000kg/cm ²	1.0	1.75	0.3	—
"	10,000kg/cm ²	1.0	2.3	0.5	—
陥 没 部	強度コンクリート相当	—	0.45	0	1.0
"	強度 40kg/cm ²	1.0	1.58	0.40	—
"	強度 20kg/cm ²	1.0	2.122	0.623	—
アタッチメント	強度コンクリート相当	—	0.45	—	1.0
ジ ベ ル	"	—	0.45	—	1.0
断 層 処 理	"	—	0.45	—	1.0



$$\text{弾性ひずみ } \epsilon = [\text{載荷時のひずみ } \epsilon_1] - [\text{除荷時の残留ひずみ } \epsilon_2]$$

図-1.2-2 ひずみ測定要領

表- 1.2 - 2 破壊試験結果

分類	ケース名	内 容	荷重の条 件	破壊時の安 全 率
E L 1 7 5 m 断 面 破 壊 試 験	1	G', G', F' 断層を表現	3 月	
	2	同 上	9 月	1.05
	5	無断層, 無陥没 (但し $E=40,000 \text{ kg/cm}^2$)	3 月	2.15
	6			2.55
	7	原状の地質 (節理なし)	3 月	2.15
	8			2.0
	9	原状の地質について更に節理を表現	3 月	2.0
	13			1.55
	11	原状地質において断層をジベル, 置換コンクリート で補強 (= 主要断層処理)	3 月	2.55
	12			1.86
	19	主要断層処理, 陥没部填充 (填充材強度 40 kg/cm^2)	3 月	2.16
	23	同 上 (填充材強度 20 kg/cm^2)	3 月	2.2
E L 1 8 5 m 破 壊 試 験	20	主要断層処理, 陥没部填充 (填充材強度コンクリート相当)	3 月	2.51
	21			2.16
	22	主要断層処理, 陥没部填充材強度 20 kg/cm^2 , アバット 形状をフルジャアルとする	3 月	2.2
	14	主要断層処理, 陥没部無処理	9 月	
	15			1.85
E L 1 7 5 m 応 力 測 定 ・ 破 壊 試 験	16	主要断層処理 陥没部コンクリート填充	9 月	3.32
	17			2.96
	25	無断層, 無陥没 (但し $E=40,000 \text{ kg/cm}^2$ ケース 5, 6 と同じ)	3 月	2.50
	27	断層, 陥没部を処理しない (ケース 9, 13 と同じ)	3 月	1.25
	28			
	29	断層, 陥没部を最終案に基づき処理	3 月	2.59
	30	同 上	9 月	2.41

M301.13 (9)

M301.13 (1)

(実測値) 引張試験 2-3.1-図

3-3) 実験結果

A. 破壊試験

各模型の内容及び破壊時の安全率について、表-1.2-2に示す。これらの結果について整理すると次のようになる。

●EL175m 模型（断面を図-1.2-3(1)に示す）

a. 無断層、無陥没の状態（ケース5,6,25）

これらの模型実験の結果は、断層及び陥没部分を処理する場合の改良目標となることから重要である。破壊時の安全率は、平均で2.40程度であり、これを後の改良目標値とした。キレツは、アバット面に発生し、徐々に深部に達していった。

b. 原状の地質について（ケース1,2,7,8,9,13,27,28）

平均安全率は、1.67程度であり、1.05~2.15とかなり幅があり、不安定である。

破壊は F'_2 断層で生じた。

c. 主要断層を処理したもの（ケース11,12）

安全率は186~255,平均で220程度となり、無処理の場合よりわずかに向上した。 F' 断層群のきれつが消滅し、岩盤の一体化がうかがえる。

d. 主要断層及び陥没部を処理したもの（ケース19,23,20,21,22,29,30）

安全率は2.16~2.59となり、陥没部填充材強度のちがいや、アバット形状のちがいによる安全率の向上は見られなかった。

また、ケース29,30の最終案とは、断層及び陥没部の処理（填充強度 $20\text{kg}/\text{cm}^2$ ）に加え、断層の川側への出口付近（ガレ沢付近）をコンクリートで補強したものであり、これによって安全率は2.41~2.59に向上し改良目標値に達したものと判断された。

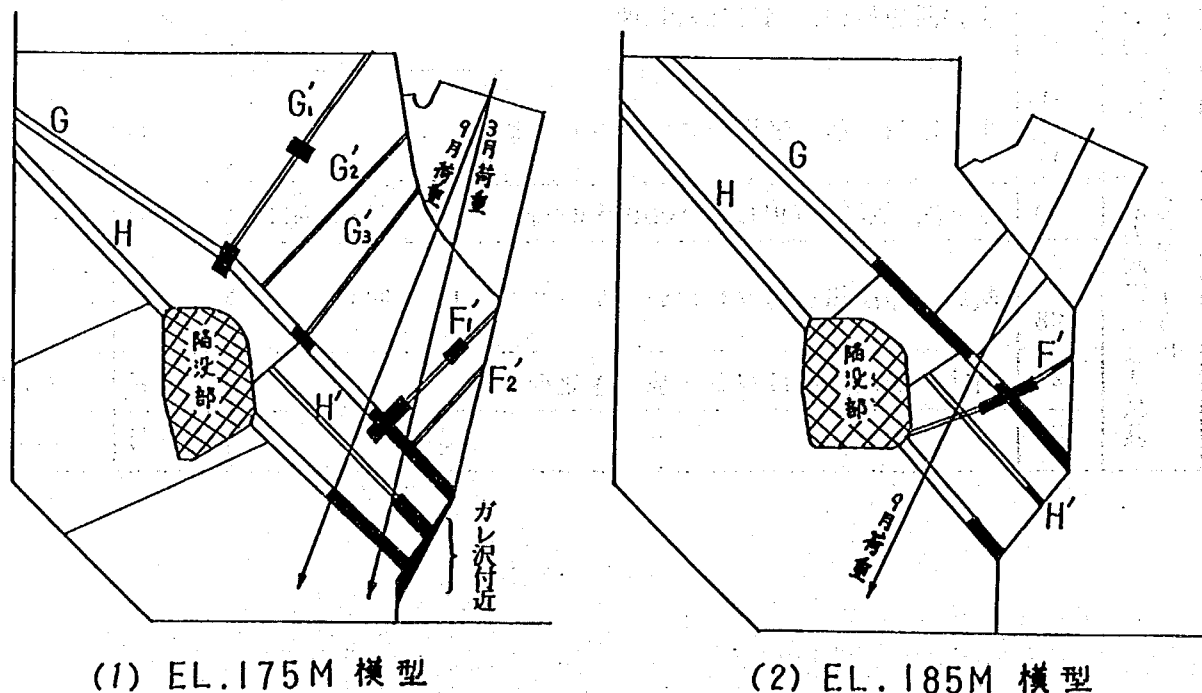


図-1.2-3 模型形状（最終案）

● EL185m 模型 (断面を図-1.2-3(2)に示す)

EL185m 断面では、陥没部分がEL175m 断面よりもアバットメントに近く、危険であることから陥没部を填充することが決定されていた。ここでは陥没部を填充したものと空洞のままの比較を行った。

a. 断層処理, 陥没部無処理の場合 (ケース 14, 15)

安全率約 1 で G 断層上流端にキレツが発生し、安全率 1.85 で破壊した。陥没部の変形量が大きく、陥没部の填充は絶対に行わなければならない結論となった。

b. 断層処理, 陥没部コンクリート填充 (ケース 16, 17)

安全率は 2.96~3.34 に向上し、満足すべき結果となった。

B. 応力試験

a. 無断層, 無陥没の場合の応力分布 (ケース 25)

主応力図を図-1.2-4 に示す。圧縮応力はアバット着岩部付近で 24.21 kg/cm^2 , ガレ沢付近で 24.90 kg/cm^2 発生している。引張応力は、アバット着岩部の上流側で -3.13 kg/cm^2 の最大値を示し、またガレ沢付近においても -2 kg/cm^2 程度発生している。陥没部分の応力は、 4 kg/cm^2 程度であることから填充材料はさほど強度の大きなものでなくても良いことが判る。

b. 断層, 陥没部分の無処理 (ケース 27, 28)

主応力図を図-1.2-5 に示す。F 断層群と G 断層群にはさまれた部分に応力が集中しており、その最大値は 34.35 kg/cm^2 である。また引張応力は G 断層群周辺にかなり発生しており、最大値は -5.92 kg/cm^2 にも達していて危険である。

c. 断層, 陥没部分を最終案に基づいて処理したもの (ケース 29, 30)

3 月荷重によるもの (ケース 29) を図-1.2-6 に示す。最大圧縮応力は 25.57 kg/cm^2 引張応力はアバット着岩部付近で -3.08 kg/cm^2 , ガレ沢付近で -3.25 kg/cm^2 程度で、応力分布状態としては、無断層, 無陥没のケース 25 のものに近くなり、安全性はだいぶ向上したと考えられる。9 月荷重におけるケース 30 を図-1.2-7 に示すが、3 月荷重より応力の集中が山側に移向しており、圧縮応力が増加し、引張応力が減少する傾向を示し、著しく危険となるような部分はなく、処理工法は充分その役割を果たしていると判断された。

3-4) 模型実験のまとめ

以上の実験結果を整理すると次のようになる。

- ① 陥没部が岩盤の安全性に及ぼす影響は EL185 では著しいが、EL175 では顕著に表れない。これはスラスト作用線からの距離の差によるものと考えられる。従って EL185m のコンクリート填充は有効であり、EL175 では強度 20 kg/cm^2 程度の填充で十分目的が達せられる。



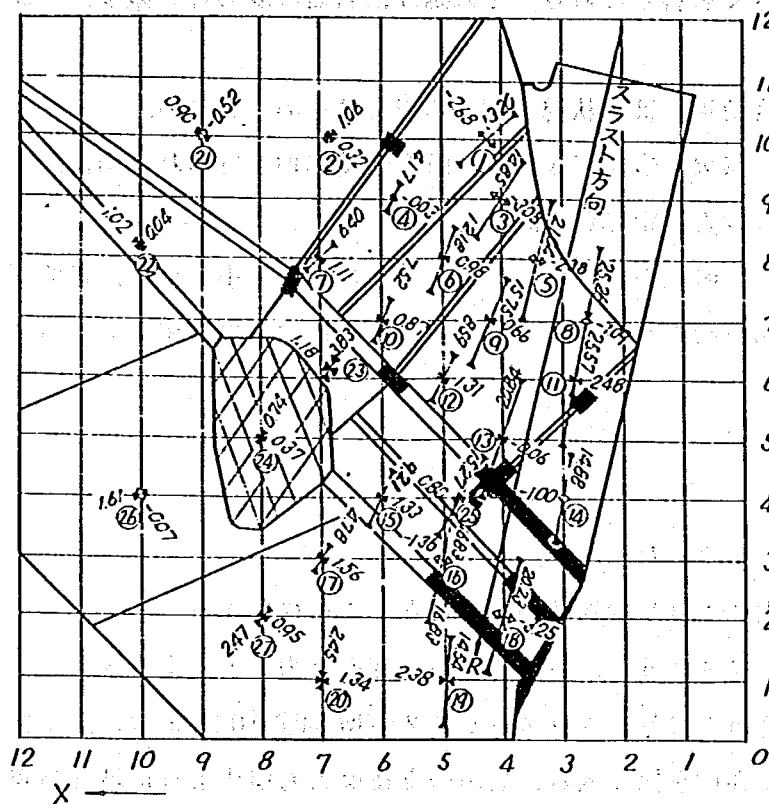


図-1.2-6 ケースNo.29の主応力図

製作条件 EL.175^m 3月荷重

陥没部および断層を最終決定に
つき完全に処理したものについて

設計荷重 5.762.5 ton

測定荷重 3,391.2 ton(油圧30^{kg}/cm²)

凡 例

- ①~⑬ ②① ----- $E = 60,000 \text{ kg/cm}^2$
 ⑭~⑳ ㉑㉒㉓㉔ ----- $E = 40,000 \text{ kg/cm}^2$
 ㉕ ㉖ ----- $E = 20,000 \text{ kg/cm}^2$
 ㉗ ----- $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$

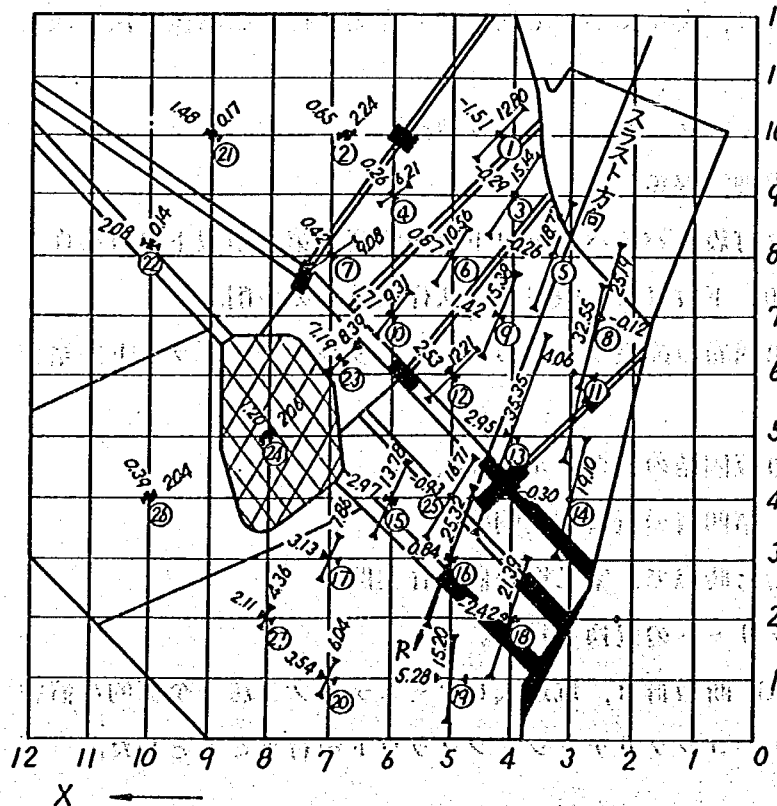
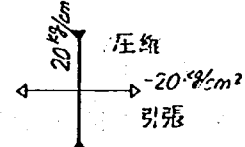


図-1.2-7 ケースNo.30の主応力図

製作条件 EL.175^m 9月荷重

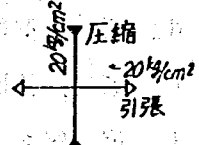
陥没部および断層を最終決定に
もとずき完全に処理したものについて

設計荷重 6.443.5 ton

測定荷重 3,391.2 ton(油圧30^{kg}/cm²)

凡 例

- ①~⑬ ②① ----- $E = 60,000 \text{ kg/cm}^2$
 ⑭~⑳ ㉑㉒㉓㉔ ----- $E = 40,000 \text{ kg/cm}^2$
 ㉕ ㉖ ----- $E = 20,000 \text{ kg/cm}^2$
 ㉗ ----- $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$



㊟ 断層の存在によって、応力が集中する部分が発生する。

これは岩盤のクラック発生が大きく影響しており、その処理は岩盤の変形性の減少、一体化に着目して計画すべきである。

㊟ アーチアバットの形状や、温度荷重が破壊状況に与える影響は認められない。

㊟ 岩盤の破壊に対する安全率は、無欠点岩盤で3程度、断層陥没処理が行われた場合、EL175で2.4、EL185で3.2程度と推定される。

㊟ この実験による破壊安全率は、一般に考慮されている値4.0に比して小さいが、岩盤ブロックの自重等も考慮した三次元構造物として考えれば、4以上に達する事は確実であると判断された。

4. 施 工 計 画

種々の検討の結果、施工計画案が立てられた。

まず、右岸側重力アバットは、陥没により基礎形状が変わることから再検討された。

設計当初の重力アバットメントは、高さ35m、長さ45mで底面反力により支持されるものであったが、掘削の結果高さが40mとなり、スラストが22%増98,600tになる為、長さを10m延長すると共にストラット作用を採り入れ、裏山の支持反力も期すように設計が変更された。

陥没部における置替工法については種々の案について検討がなされたが、最終的には高さ40mの陥没部を4層の工事区分に分け、夫々について独立して作業を行う四層置替法に決定した。

四層置替法の概要を次に示す。(図-1.2-8, 1.2-9参照)

- a. スラストブロック上部法面の整理、保護
- b. 第一層オープン掘削及びスラブ打設、バイパス上口下口の閉塞、第二層以下の置換作業及びグラウトの為の中段(EL180)下段(EL165)環状作業坑道の掘削。
- c. 作業坑道を利用しての第三、第四層の陥没すりへのモルタル及びミルクグラウト固結作業。
- d. 第一層掘削終了後、第二層すり仮固結の為のミルク注入。
- e. 第三、第四層グラウト固結後、第四層の置替作業開始。
- f. 第一層スラブ打設が半ばに達した時点で、第二層の置換作業開始
- g. 最後に第三層ストラットコンクリートの置換を行う。

更に、陥没部に隣接するG.H.H.F.G断層群は、坑道式レヤーステップ工法で全面的な置替終了後、周辺岩盤に対してコンタクト、コンソリデーショングラウトを行うこととした。

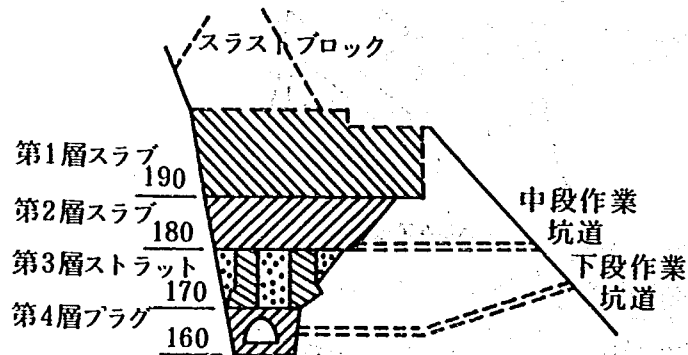


図-1.2-8 陥没置換側面図

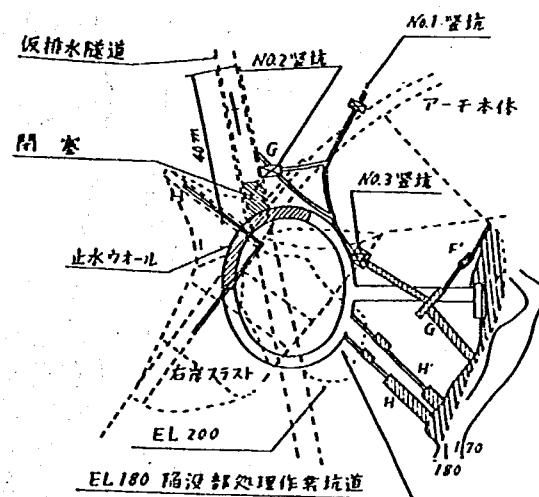


図-1.2-9 断層置換平面図

5. 実際の処理

計画施工案はその後、グラウトの成果、掘削工法の再検討、模型実験の成果等によって修正され、実際には次のように施工された。

陥没部処理 (図-1.2-10 参照)

- (1) 第一層オープン掘削は、簡易ショベルとブルドーザーを入れ鉛直に近い法面をアーチ作用をきかせた巻コンによって嚴重に補強しながら、掘削した結果、第二層迄殆んどオープン掘削することが出来、第一、二層をコンクリート打設した。
- (2) 第三、第四層は、グラウト後の試掘坑による視察及び弾性測定によって適当な強度と判断され、再グラウトによって確實性を増すこととし、従って第三層置替は不要となった。また、第四層ブラグは陥没部前面に閉塞を行う様工法を変更し置替計画を止めた。

断層処理

G H等の断層群の処理は、模型実験の結果より、重要な役割を果たすと判断され、その置替範囲を相当に拡げ安全性を確實にする様計画を修正した。

1.3 川俣ダム

1. ダムの概要

川俣ダムは栃木県の鬼怒川上流部に建設された高さ117mのドーム型アーチダムであり、鬼怒川左支川男鹿川に建設された五十里ダムとあわせて鬼怒川の洪水調節を行う他、農業用水、発電を目的とした多目的ダムである。

2. 問題点

ダムサイトは急峻な狭いU字形の谷を形成しており、地形的にはアーチダム建設に適しているのだが、岩盤内には多数の断層が発達しており、これがダム基礎岩盤としての安全性を著しく低下させている。岩質自体は石英粗面岩質熔結凝灰岩と呼ばれ、極めて堅硬で良好な岩質であった。

断層はEW方向に幅5～7mの大断層（F-30）がある他N10°～30°W方向にクラック、シームが発達している。特に左岸側では図-1.3-1に示すようにクラック、シーム群（F-1, 7, 9）が下流側に抜けてオープンクラックになっており、更にはアーチスラストライン沿いに断層（F-8）があって、シーム群と交差する付近での圧砕が著しい。また川がS字形に蛇行している為にアーチスラストラインと堅岩線とがほぼ平行しており、アーチスラストを受けた時にF-8とシーム群中のF-7とで形成される滑り破壊面が生ずる懸念があり、効果的な基礎処理を行う必要があった。

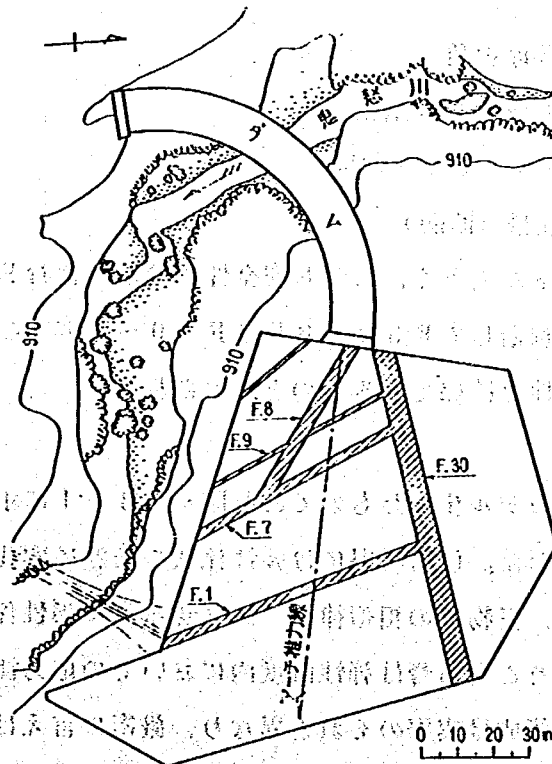


図-1.3-1 EL.910m左岸平面図

3. 解 析

左岸アバットメント付近の風化帯が分担するアーチ推力を軽減させるために、アーチスラストを、風化帯を貫いて奥の良好岩盤に伝えるコンクリートの伝達壁を設計することとし、伝達壁の形状、規模について2次元模型実験によって検討した。

3-1) ロッキーピラーの安定計算

まず、処理すべき基礎岩盤の範囲を決定する為に現状の岩盤がどの程度の安全性を持っているかを検討する必要がある。

当ダムサイトのように地質構造が特に顕著な板状の風化帯を有している場合、岩盤は風化帯と岩盤の自由面とで構成される弾性的な柱（ロッキーピラー）と見なすことができ、これらのロッキーピラーの安全性については、「岩盤に作用する外力からロッキーピラーの裏山の反力を差し引いた力が、ピラーの底面及び背面のせん断抵抗によって支えられなければならない。」とするいわゆるロッキーピラー法によって求められる。

川俣ダムは上記の理論に基き、実用上次に示す式によって安全率を計算した。岩盤強度は風化帯を含めた2次元模型実験の結果から判断した。結果は表-3.1-1に示す。

$$N = \frac{1}{H} (\tau_R \cdot A_R + f \cdot \Sigma W + \tau_F \cdot \Sigma A_F)$$

N: 安全率

H: ロッキーピラーの分担せん断力

τ : せん断強度

A: 面積

f: 岩盤の内部摩擦角

ΣW : ロッキーピラーの総重量

添字: R……ロッキーピラー底面

F……風化帯(断層)

模型実験はアーチスラストが大きく、しかも安全性に問題を含むEL 910 m断面で行うこととし、表-1.3-1から判断してF 30~8及びF 30~7で囲むピラーをその裏山と一体化させることによって安全性は確保できるものと推定された。

3-2) 模型の条件

模型形状は実際の地質をモデル化したものであり図-1.3-1に示す形状とし、縮尺 $1/100$ 、模型厚10 cmの2次元とした。使用材料には弾性係数を任意に変化させることの出来る石膏と珪藻土との混合物を用い、実物との相似律を一致させる為に弾性係数の値は実物のものと同じとした(表-1.3-2)。ここで石膏は弾性限度内における応力測定に関しては極めて優れた材料であるが、その破壊構成は実際のそれと異なり、厳密に言えば破壊の相似律は一致しないものである。しかし強度と弾性係数との間には一定の相関性があることから、ここでは破壊時の相似率もほぼ満足しているものと考えた。また模型の作製方法としては弾性の異なる数種

表-1.3-1 3次元のロッキピラー計算結果 ($\tau_F=0$)
から得られた耐荷力

ピラーの範囲 E1.	F 30~1	F 30~7	F 30~8	伝達壁の長さ
970m	77.0 倍	84 倍	— 倍	— m
950	24.1	7.7	3.7	—
930	13.1	5.2	3.1	30
910	7.3	3.2	1.9	40
890	4.8	2.4	1.7	45
870	3.8	2.0	1.5	55

表-1.3-2 配 合 表

	断 層	断 層 の 幅	目標とした模 型の弾性係数	珪藻土 ／石膏	水／石膏 +珪藻土
模 型	F-30	5.0m	3,000kg/cm ²	180%	1/0.55
	F-1	3.0	15,000	40	1/0.82
	F-7	2.0	20,000	50	1/0.90
	F-8	3.0	20,000	50	1/0.90
	F-9	0.5	15,000	40	1/0.82
	F-H	0.5	15,000	40	1/0.82
	良好な岩盤		70,000	石膏のみ	1/1.53

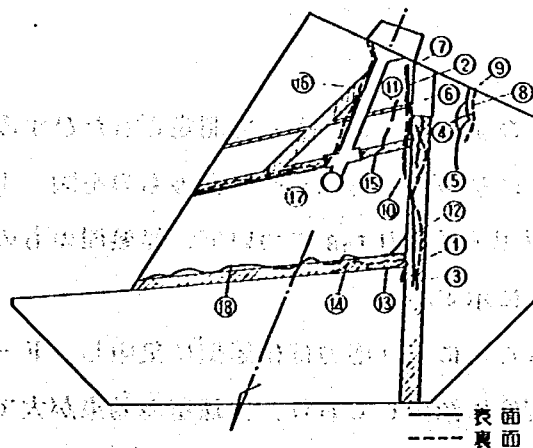


図-1.3-2 最終案の幅35mWall入り模型の破壊状況

類のブロックに分けて作り、これらを接着剤で接着し所定の形状に組み立てる方法をとった。

3-3) 実験方法

実験は模型を載荷台に載せ、油圧ジャッキによって荷重をかけるものであるが、アーチスラストを随時増加させ破壊に至らしめ、その時の耐荷力(安全度)を求める破壊実験と、破壊荷重の $1/2$ を載荷した時のひずみ量を測定し、これから設計荷重時の応力状態を求める応力測定実験との2通りの実験が行われた。

実験の順序としては、コンクリート伝達壁の幅及び型状を種々に変えた模型についてまず破壊実験を行い、その結果最も効果的な形状のものについて応力測定実験を行った。

3-4) 破壊実験結果

最初に無処理の状態の模型について実験した結果、設計強度の1.2倍程度の荷重で破壊した。

ロッキープラー法の計算結果よりF-7,8断層を貫く長さの伝達壁を設計すれば良いことが判っていることから、ここで問題となるのは主に伝達壁の幅であり、まず幅が2m, 3m, 5.5mの3タイプについて比較した。この結果によると、幅が3m以上になると伝達壁先端の岩盤部分の圧壊が著しく、幅が大きいほど比較的小さな耐荷力(0.8~0.9)で破壊した。これは伝達壁からの応力がこの部分に集中してくる為だと考えられた。これに対し、幅2mの場合は耐荷力1.45~1.70で伝達壁自体がせん断破壊すると共に伝達壁先端の岩盤が破壊した。

上記のことから、伝達壁先端の岩盤部分のクラッシングを防止することによって耐荷力は大幅に増加するであろうと考えられ、伝達壁の先端に直径5mのアールを付けて丸くし、応力の分散を図ることとし、伝達壁の幅は施工の関係上3.5mとして数ケースの実験を行った。この結果、図-1.3-2に示す形状において3.4~4.0倍の耐荷力を得るに至り、これを最終的な形状とした。

3-5) 応力測定実験結果

無処理の状態の模型においてひずみゲージによって測定されたひずみから計算した主応力を図-1.3-3に、同じく最終案に基づいて処理した場合のものを図-1.3-4に示す。また各断層部分における垂直応力 σ_{β} とせん断応力 $\tau_{\alpha\beta}$ について、無処理のものと最終案とを比較したものをそれぞれ図-1.3-5, 6に示す。

コンクリート伝達壁を設けることにより応力は伝達壁に集中し、F-7,8で囲まれる部分においてはその主応力値が $1/2$ 程度に減少しており、伝達壁の効果が大きいことを示している。また風化帯に働く σ_{β} , $\tau_{\alpha\beta}$ の分布をみると、各断層とも最大応力は著しく低下してほとんど等分布に近い分布を示し、応力がほぼ一定化されていることが判る。

3-6) 結 論

川俣ダム右岸側のロッキープラー化された岩盤におけるせん断荷重を低下させる工法について模型実験により検討した結果、図-1.3-7に示す形状のコンクリートの応力伝達壁を設けることにより3.4~4.0の耐荷力が得られることがわかった。また、当実験は2次元であり、

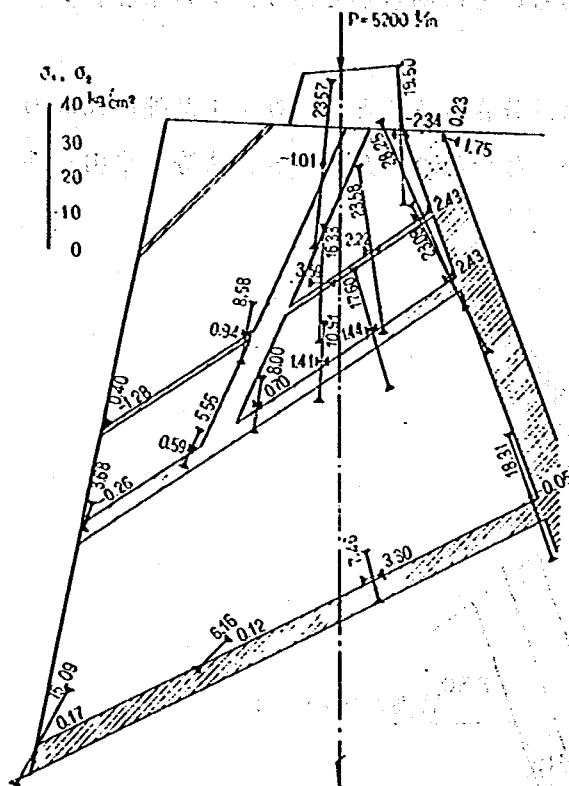


図-1.3-3 無処理の場合の主応力図

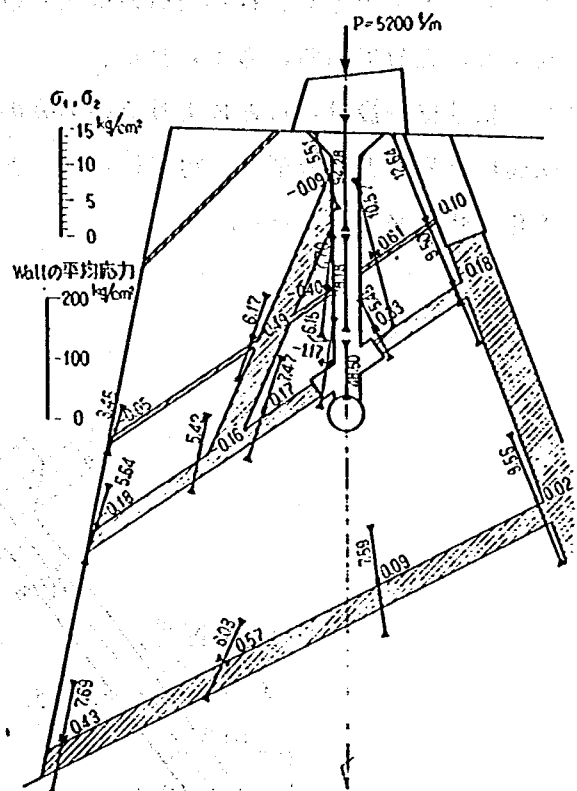


図-1.3-4 最終案による主応力図

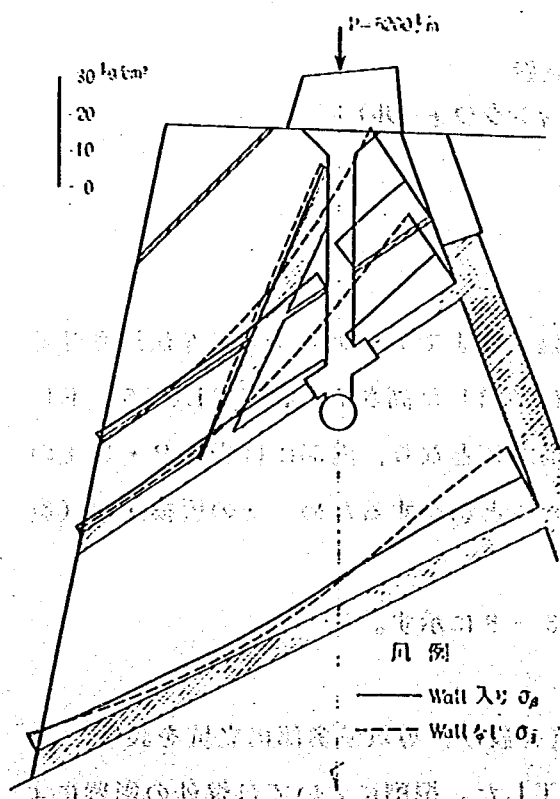


図-1.3-5 風化帯沿いに働く σ_β の比較

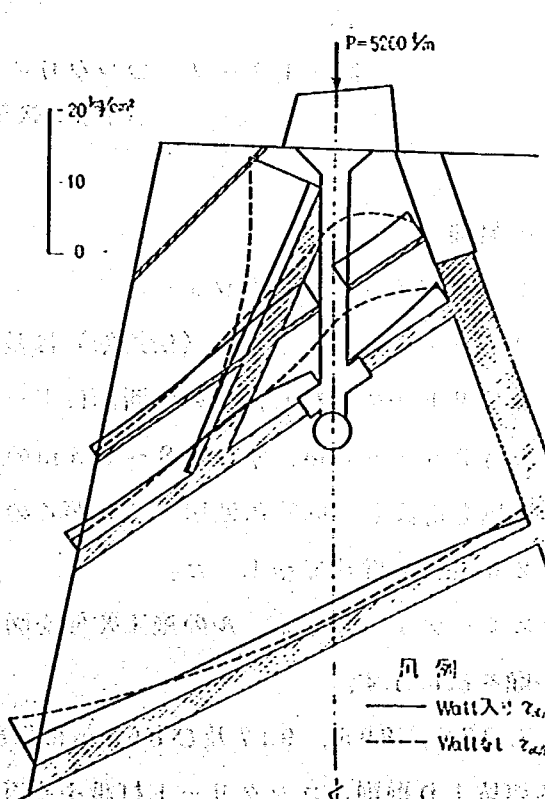


図-1.3-6 風化帯沿いに働く $\tau_{\alpha\beta}$ の比較

ただし、伝達壁を設けることによりその部分の山は二分されることとなり、また弾性係数の異なる伝達壁と岩盤とが分離する可能性がないとはいえない為、岩盤P・S工法等を平用し地山を一体化させる必要があった。

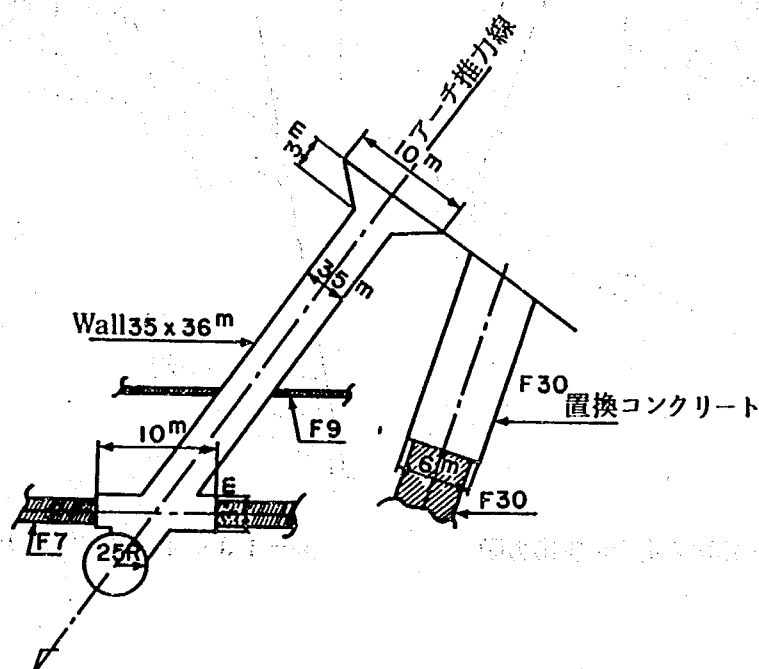


図-1.3-7 コンクリート伝達壁
(トランスミッティングウォール)

4-1) トランスミッティングウォール

トランスミッティングウォールの施工要領を図-1.3-8に示す。

- ① EL 875, 895, 917 及び 865 m に作業導坑を設け、導坑最奥部に立坑を設けた。
- ② 各導坑より掘削とコンクリート打設を交互に施工した。掘削においては爆砂の影響による岩盤の損傷をできるだけ小範囲に止め、また、大きな空洞部分を作らないよう制限掘削高を 6.5 m とした。

- ③ コンクリート打設は制限掘削高までの掘削終了後直ちに行うこととし、掘削高 6.5 m のうち 2.5 m は次の導坑として残し、1 サイクル 4 m の打設とした。またブロックの長さはポンプ能力から 20 m とし、ジョイントにはキーを設けジョイントグラウトした。
- ④ 断層 F-30 については EL 865, 875, 890, 903, 918 m にそれぞれコンクリートアーチもしくはコンクリートアールを設け、上下に区分して掘削しプラグされた。
- ⑤ ジョイントグラウティングの他に、ウォールによって二分された基礎岩盤を一体とする為に、ウォールの上下流面及び断層 F 30 とにコンタクトグラウティングが行われた。

4-2) 岩盤 P・S 工

トランスミッティングウォールによって2分化された岩盤を一体化し、また、岩盤内のクラック、シームのゆるみを押さえるために川俣ダムでは、DYWIDAG 工法、B.B.R.V. 工法、ワイヤーロープ工法の3種を併用して総量 30,000 t に近いプレストレストを自由に与えるものとした。(図-1.3-9)

各工法の特色を次に示す。

① DYWIDAG 工法

トランスミッティングウォール内6坑のギャラリーにおいて、運搬・挿入の容易な PC 鋼棒を用いたものであり、平均 2.5 m 間隔で山側及び川側へそれぞれ 20 ~ 30 m のボーリングを行い、孔内へ $\phi 27\text{mm}$ PC 鋼 6 本 1 組として挿入し、先端をモルタルまたは地表アンカーで定着後、山川両側の引張力を PS ギャラリー内コンクリートブロックを介して緊結し、1 孔当り 240 t・各ギャラリーに 7 ~ 15 ケ所、総計 15,840 t (5t/m^2) のプレストレストを与えた。

② B.B.R.V 工法

左岸よう壁の表面から上下間隔 7.5 m のボーリングを行い、孔内へ $\phi 6\text{mm}$ の PC 鋼線 44 本を一束として挿入し、先端をモルタルで定着後、一孔当り 140 t, 60 ケ所 8,400 t (3.5t/m^2) のプレストレストを与えた。

③ ワイヤーロープ工法

右岸よう壁から上下間隔 8 m, 横間隔 1.5 ~ 5 m にボーリングを行い、孔内へ $\phi 52\text{mm}$ のワイヤーロープを挿入し、先端を固定後、1 孔当り 150 t, 36 カ所計 5,400 t (4.3t/m^2) のプレストレストを与えるもので、ワイヤーロープは、ロープ油、アスファルト等による防錆が容易なことから、岩盤の長期間のクリープを考慮しての再緊張が可能な構造とした。

(010.13) 断面平工.3.9 図様 0-6.1 一画

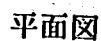
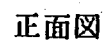
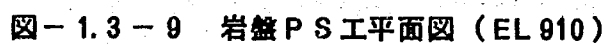


図-1.3-8 トランスミッティングウォール施工図



1.4 下釜ダム

1. ダムの概要

下釜ダムは、筑後川水系津江川に昭和33年に着工、46年に完成した、高さ98mのアーチ式コンクリートダムであり、直下流に同時に建設された松原ダムと合わせて、洪水調整及び発電を主目的とした多目的ダムである。

2. 問題点

当ダムサイトは、下釜溶岩及び小竹溶岩と呼ばれる2種の安山岩から成っており岩質そのものは堅硬であるが、特に左岸側の下釜溶岩部では、割れ目の発達が著しく、それらの割れ目には流入粘土を介在しているものが多い。地質平面図の一例を図-1.4-1に示すが、ここで㊸～㊿の記号は、現在では一般に用いられる岩級区分的考えによって、岩盤を分類したものであり、弱層は断層沿いに存在し、特にF-4断層付近にかなり大規模な破碎帯が確認されている。

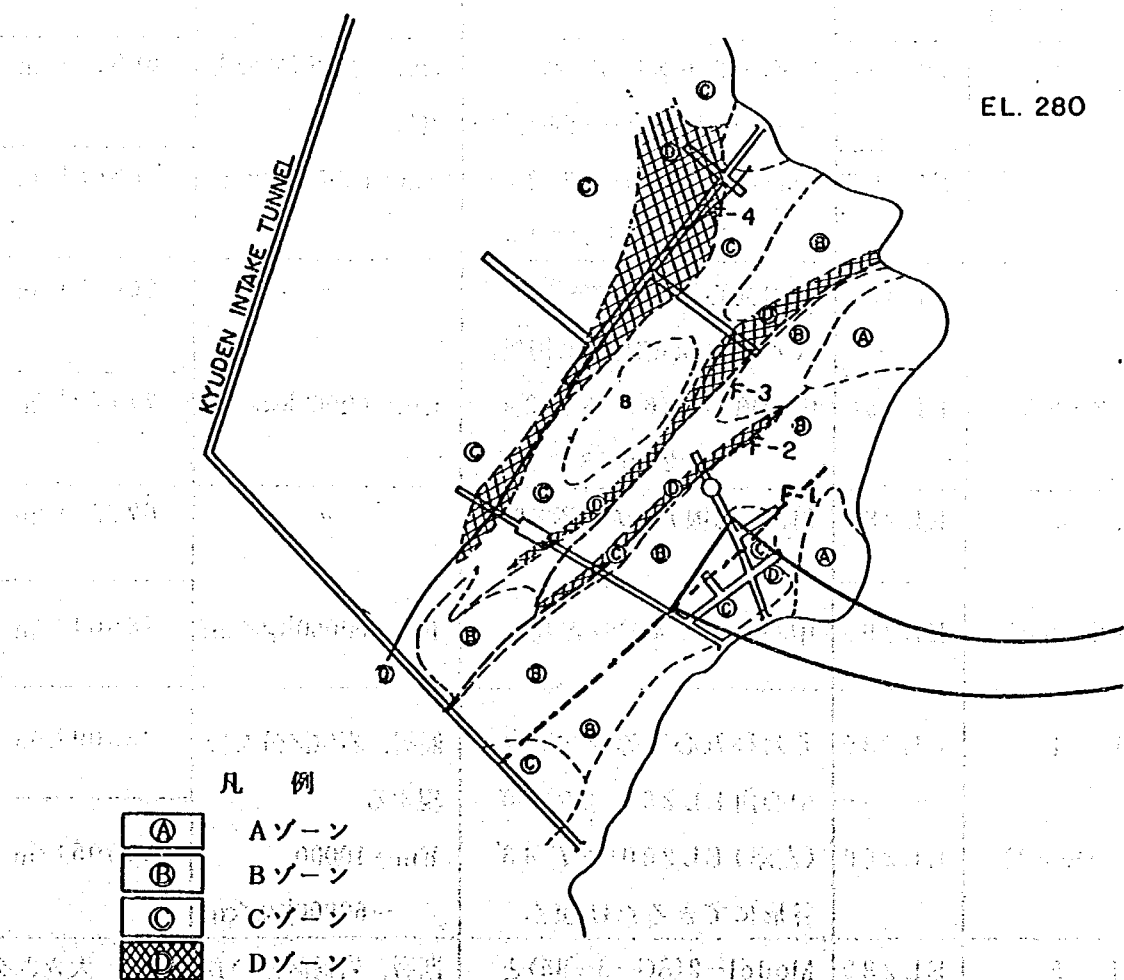


図-1.4-1 地質平面図

表-1.4-1 実物と模型の物性の比較

	実 物			模 型		
	弾 性 係 数 Ep(kg/cm ²)	純せん断強度 τ _{0p} (kg/cm ²)	内部摩擦係数 f _p	弾 性 係 数 Em(kg/cm ²)	純せん断強度 τ _{0m} (kg/cm ²)	内部摩擦係数 f _m
岩 盤 B	60,000	20	1.2	60,000	9.7	0.80
C	40,000	10	1.2	30,000	6.1	0.68
Fault D	30,000	3	1.2	15,000	3.9	0.54
TransientD	20,000	1	1.2	10,000	3.0	0.45
岩 盤 D	30,000	5	1.2	30,000	6.1	0.68

表-1.4-2 模型実験ケース

実験番号 及び名称	標 高	本 体 形 状	岩 盤 模 型 の 性 状	アーチスラスト
Model - 1 (SG-3)	EL280	対称三心不等厚アーチ (アーチ中心線は一心円弧)	断層, 岩盤区分の表 現なし	6880.9 t/m
	EL260	中心角 EL260-47°27' EL280-48°16'	Em=60000kg/cm ²	7688.5 t/m
Model - 2 (SG-3-85)	EL280	対称五心不等厚アーチ (アーチ中心線は三心円弧)	"	6603.8 t/m
	EL260	中心角 EL260-37°29' EL280-38°19'	Em=60000kg/cm ²	7777.0 t/m
Model - 3 (SZ-2-60)	EL280	対称放物線アーチ (不等厚)	"	6722.1 t/m
	EL260	中心角 40°一定角	Em=60000kg/cm ²	7886.4 t/m
Model - 4 (SN-5-72)	EL280	非対称五心不等厚アーチ 中心角 EL260-35°26'	断層, 岩盤区分を表 現する	3550.9 t/m
	EL260	(左岸) EL280-37°43' 谷形にできるだけ順応	Em=10000 ~60000kg/cm ²	3150.5 t/m
Model - 5 (修整 SG-3-85)	EL280	Model-2(SG-3-85)と 同じ	断層, 岩盤区分の表 現なし	方向, 大きさを Model - 4
	EL260		Em=60000kg/cm ²	と同様とした。

3. 解析

当ダムサイトにおいて解析の対象となったのは左岸側の弱層部分であり、これに対します2次元模型により応力測定実験及び破壊実験が行われ、次でこの実験結果から2次元及び3次元の安全率を計算し、ダム基礎岩盤の安全性を検討したものである。

3-1) 模型実験の諸条件

模型実験は2次元とし、対象とする断面としては、地形的条件、地質の力学的性質、ダムスラストの方向・大きさ等の条件を充分考慮した上でEL 280mと260mの2断面とした。

模型と実物との力学的関係をつける相似率については、幾何学的相似、荷重分布の相似、変形機構、破壊機構の相似が満足されなければならないが、これらを完全に満足させることは不可能であり、このことから、当実験においては応力測定を主目的とし、破壊実験は従とした。模型の縮尺は1/100、厚さ10 cmとした。使用材料は石膏と珪藻土の混合物を用い、弾性係数を実際のものと等しくした。実物と模型との物性の比較を表-1.4-1に示す。

実験ケースとしては表-1.4-2に示す計5ケースについて行った。Model-1~Model-3は、主としてダム本体形状が基礎岩盤に与える影響について検討するものであり、Model-4,5は、弱層が応力分布に与える影響について検討する為のものである。Model-1~3において岩盤区分を表現していないのは地質調査の進展状態から制約を受けたものである。また、Model-4,5の載荷荷重が前の3ケースより小さいのは本体設計の進展によって、EL 270m盤にある河床のテラスを生かし、それ以下をプラグすることによってダムスラストの軽減を計ったためである。Model-5 (SN-5-72) の形状を図-1.4-2に示す。

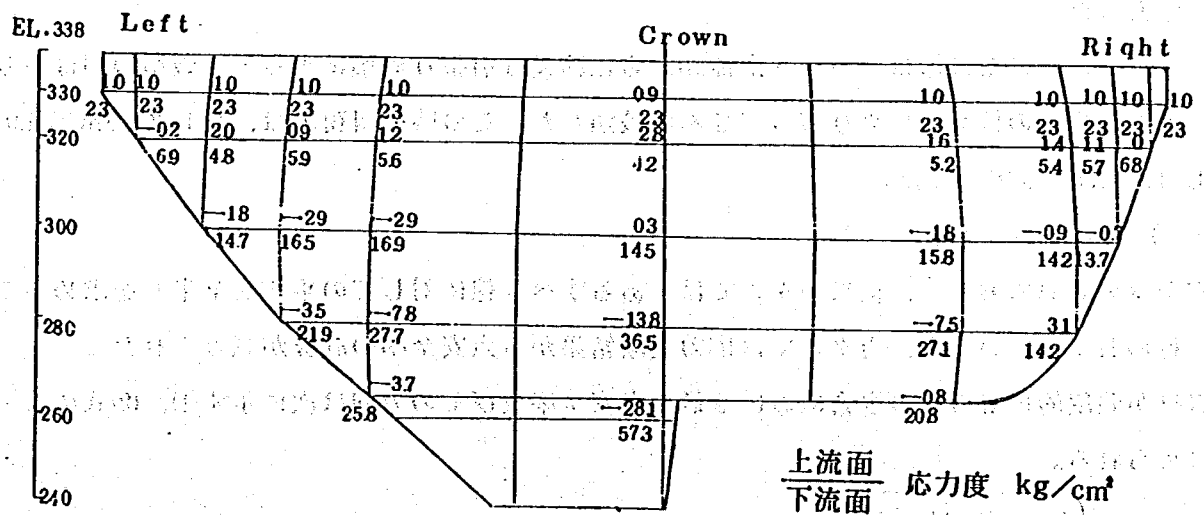


図-1.4-2 SN-5-72

3-2) 実験方法

実験は模型を載荷枠上に載せ、荷重を油圧ジャッキによって載荷することによって行った。応力測定は模型表面に添付した三方向抵抗線ひずみ計によって、模型表面でのひずみ量を測定することによって行った。尚、模型は精度を高めるために1ケースにつき2個ずつ行われた。

3-3) 応力実験結果

a. 本体形状のちがいによる応力値の比較(ケース1, 2, 3)

- ① 最大圧縮応力はいずれのタイプともアバットメント直下に生じその値は 20 kg/cm^2 程度である。
- ② 第一主応力線は全体的に放射線状に近い分布を示している。
- ③ ダム本体形状による応力分布の差は小さかった。

b. 弱層の有無による応力値の比較(ケース4, 5)

- ① ケース4, 5共、EL 270m以下をプラグすることにより、アーチスラストが減少した為、先に示したケース1～3よりも最大圧縮応力は小さく 10 kg/cm^2 ほどになっている。
- ② 弱層を考慮したケース4(SN-5-72)ではアバットメント直下付近に大きな引張応力(最大 2.0 kg/cm^2 程度)が発生している。
- ③ 弱層を考慮しないケース5(修正SG-3-85)では第1主応力の方向が放射線状に向いているのに対しSN-5-72では不規則であり、全体的に修正SG-3-85よりも下流側に向いている。
- ④ ケース4, 5における主応力図を図-1.4-3及び1.4-4に示す。

3-4) 破壊実験結果

ケース1～3までの破壊実験においては石膏特有の立割が生じることが多く、意義の少ないものであった。

ケース4における破壊はアバット上流端から圧縮又は引張り破壊によって、破壊線がはいり、破碎帯と堅岩との接触面に乗り移ってせん断破壊した。この時の耐荷力は、EL 260mで4.9、EL 280mで4.5であった。

3-5) 2次元安定解析

安全率の計算において、従来のダムでは「あるすべり線に対しての平均安全率」を求めることが行われてきていたが、当ダムでは応力実験結果から点安全率の計算が試みられた。

岩盤が強度的に等方性の場合における最小点安全率及びその方向は次に示す(1), (2)式によって求められる。

$$N_s = \frac{\sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)} \dots\dots\dots(1)$$

(a) EL. 280^m

(b) EL. 260^m

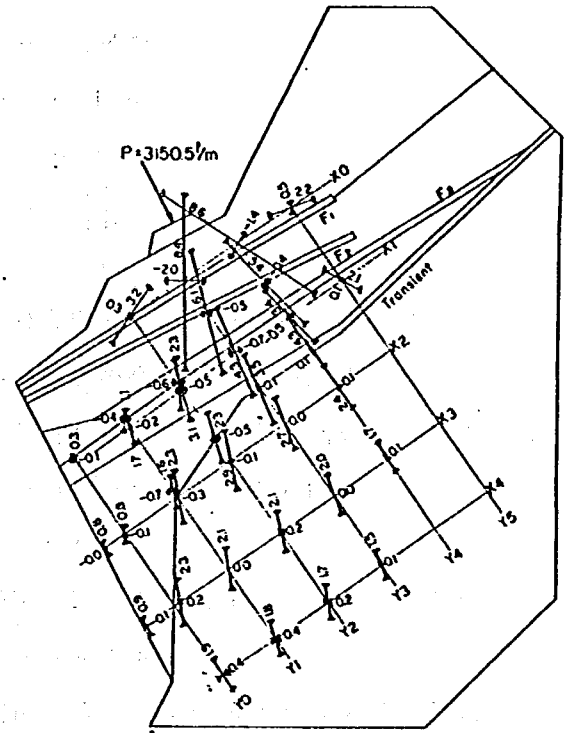


图-1.4-3(a)(b) 主应力图 (SN-5-72)

(a) EL. 280^m

(b) EL 260™

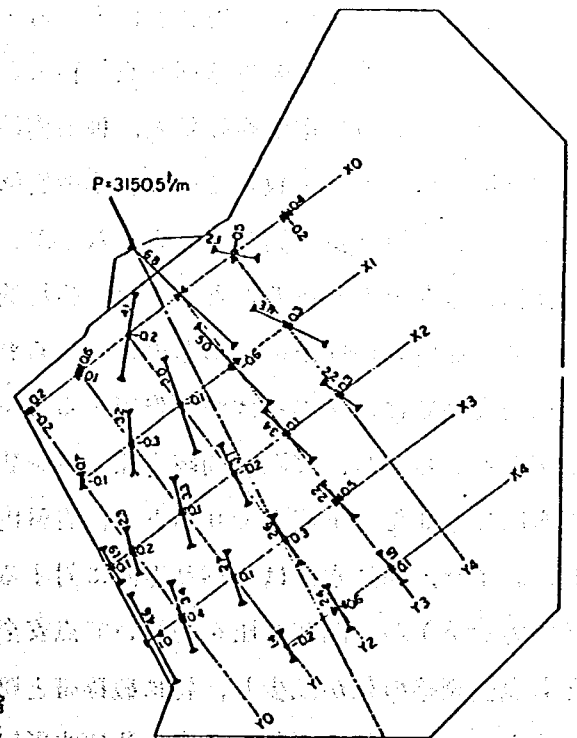


图-1.4-4(a)(b) 主应力图 (修正SG-3-85)

$$\frac{dy}{dx} = \tan \left\{ \alpha \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \right) \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ここに N_s 最小点安全率

τ_0, f 岩盤純せん断強度, 内部摩擦係数

σ_1, σ_3 主応力 ($\sigma_1 \geq \sigma_3$)

$\frac{dy}{dx}$ すべり方向

α 主応力の方向

また, 不連続面や弱層部がある場合は, すべり線がその面へ乗り移る可能性があるわけであり, この時境界面へすべる場合の点安全率は(3)式で表わされ, この値が(1)式の値より小さくなる場合は, 境界面へすべり線が乗り移るわけである。

$$N_s \beta = \{ \tau_0 + f \{ \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \} \} / \{ \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \} \dots\dots\dots(3)$$

ここに β 最小主応力 σ_3 と境界面のなす角

以上の計算式より求めた最小点安全率の分布を図-1.4-5, 1.4-6に示す。計算に用いた岩盤強度は表-1.4-1に示す通りである。ここで修正SG-3-85における応力分布は岩盤区分を無視したものであったが, 点安全率計算に用いた強度定数は岩盤区分によって変化させたものであり, これとSN-5-72とを比較することによって, 岩盤の変形性が安定性に及ぼす影響を知ることができよう。

ここでこの点安全率の分布図から全体すべり線を想定すると, SG-3-85でのすべり線はアバット上流端からほぼ円弧上にすべると予想されるのに対し, SN-5-72では, すべり線が途中から破砕帯の接触面へ乗り移ると考えられ, この時の安全率は2.0~2.8と小さくなっている。この想定すべり線と, 模型実験の結果とを比較したものを図-1.4-7に示すが, すべり線の形はよく一致している。模型実験での耐荷力が4.5, 4.9であったことから, 安全率の値は計算値と多少異なることになるが, これは計算値が強度安全率であるのに対し, 模型実験は荷重安全率であること。また, 弾性的相似を満足した模型は, 破壊に対する相似まで満足していない等の理由によるものと考えられる。

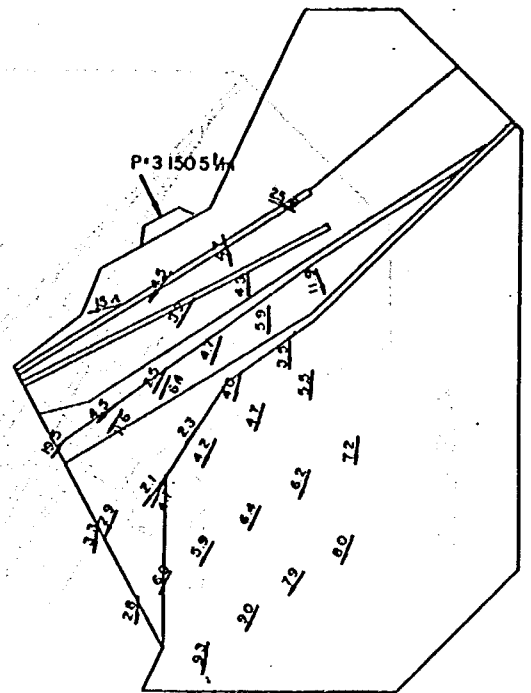
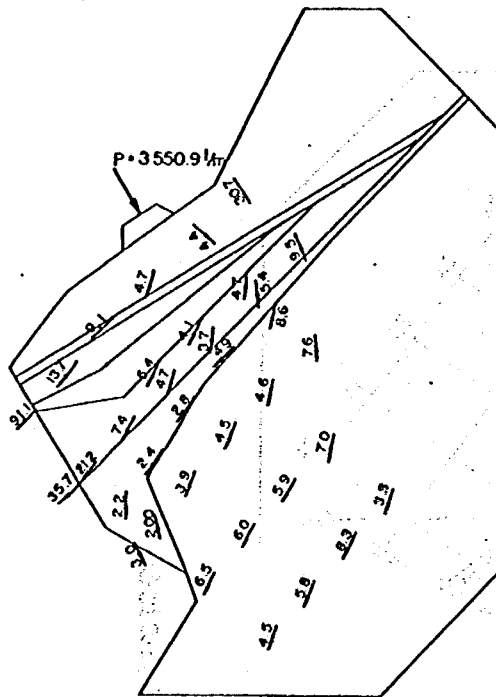
模型実験では, ダム本体から作用する荷重のみを考慮している為, 浸透水の影響を考える必要がある。しかし, 実際の間隙水圧の値を想定することは困難であり, ここでは簡単に上流端で水圧の50%, 下流端で0%とし, 岩盤内は流線網を描くことによって各地点での値を決定した。また, 間隙水圧はすべり方向に対する低抗応力(σ_β)にのみ影響を与えるものとし, 低抗応力(σ_β)から間隙水圧を差引いて点安全率を計算するものとした。結果としては, 各地点とも点安全率の値が減少し, 特に破砕帯と堅岩との境界面においては1.2~2.1という極めて低い値となり, 間隙水圧が安全率に及ぼす影響が大きいことを示した。

3-6) 三次元的安定計算

これまで述べてきた2次元の検討結果を基に3次元的な検討を行った。

(a) EL. 280^m

(b) EL. 260^m

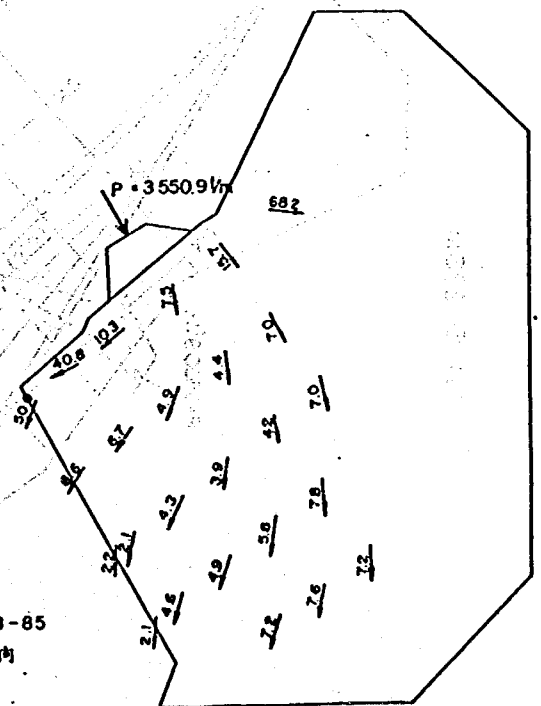
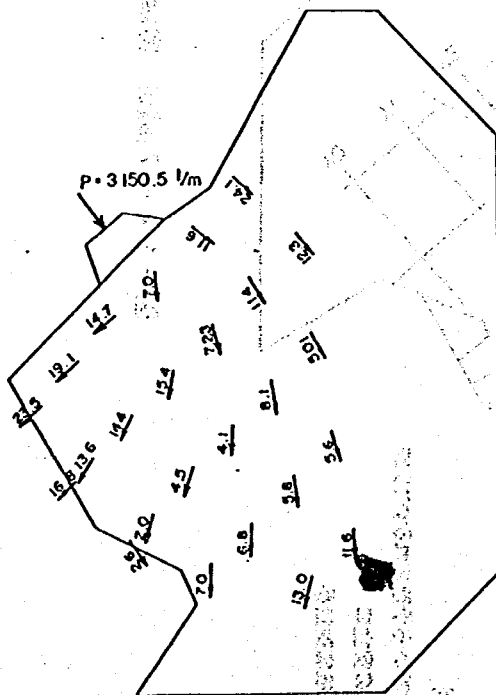


凡 例
Type SN-5-72
→ すべり線方向
4.5 点安全率

図-1.4-5(a)(b) 点安全率およびすべり線図 (SN-5-72)

(a) EL. 280^m

(b) EL. 260^m



凡 例
Type 修正 SG-3-85
→ すべり線方向
4.5 点安全率

図-1.4-6(a)(b) 点安全率およびすべり線 (SG-3-85)

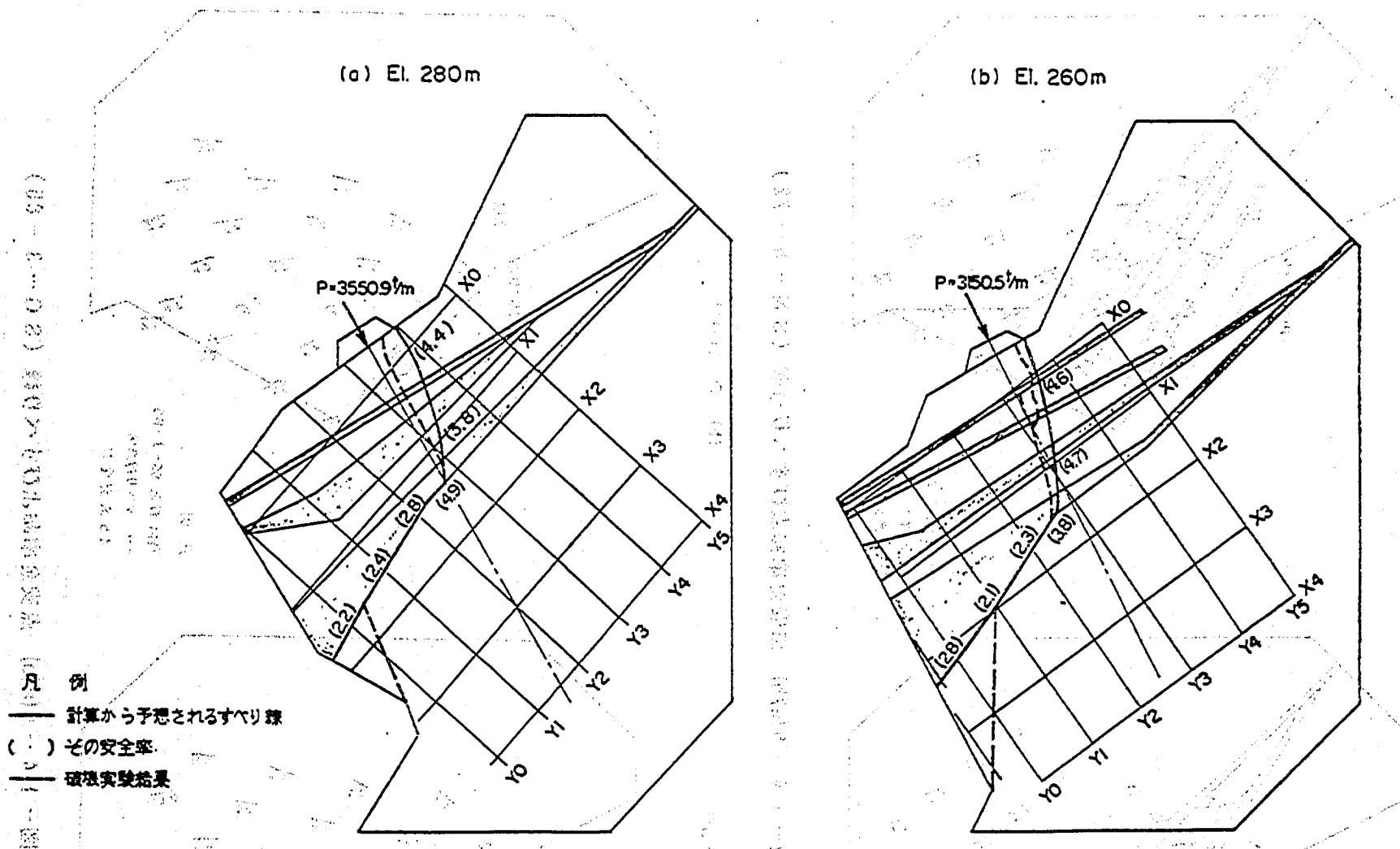


図-1.4-7(a)(b) 実験と計算によるすべり線の比較

手法としては、まず水平二次元面と半径方向鉛直二次元面のそれぞれの二次元面において最少抵抗面を見出し、安全率は簡単にその点を有する一組の水平、鉛直面がその点に作用する外力に耐えるという力の平衡のみを考えて、(4)式で定義するものとした。

$$SF = \frac{r_0 h \cdot L_h + f_h \cdot V_h + r_0 v \cdot L_v + f_v \cdot V_v}{T_h + T_v} \dots\dots\dots(4)$$

ここに T：すべり線に作用する全せん断力

L：すべり面の長さ

V：すべり面に作用する全鉛直力

f, r₀：すべり面の内部摩擦係数、純せん断強度

サフィックス h, v：水平、鉛直面

解析位置は左岸側 E L 260, 280, 300, 320m の各標高とし、2次元解析結果を基に図-1.4-8 に示す要領で想定すべり線を求めた。水平面要素、鉛直面要素毎の安全率、及び式(4)より求めた3次元安全率の値を表-1.4-3に示す。ここで2次元面の安全率のものがアーチせん断力は水平面で、カンチレバーせん断力は鉛直面でそれぞれ受け持った場合が表中上段であり、下段の値はアーチせん断力を全て鉛直面でもたせるとして計算を行ったものである。

また水平面に作用するせん断力及び垂直力は曲線から成るすべり線を直線に置き換えて解析することとし、その直線のおき方によって図-1.4-9に示す Case 1, 2, 3 の3つの場合について計算するものとした。尚、間隙水圧は想定すべり線の上流端で水圧の30%、下流端で0%の直線分布とした。

表-1.4-3 から次のことが判る。

- ① 水平面要素と鉛直面要素での安全率は全体的に水平面での安全率が小さく、実際的にはアーチせん断力の一部も鉛直面で持たれると考えられる。
- ② (4)式による三次元安全率は両要素面での安全率の中間にあり、全体として5以上期待出来る。この値は先に計算した2次元点安全率の値よりかなり大きなものであるが、これは鉛直面での地山の重量等から考えれば当然である。
- ③ 2次元解析と同様、浸透水の影響を考慮することにより、安全率は小さくなる。

3-7) 結 論

以上の解析の結果より、下笠ダムの基礎岩盤の安全性についてかなり合理的に把握することが出来た。

- ① まず、安全率に関する考慮によって安全率の工学的意味を知ると共に、それぞれに対するすべり線の相違を明らかにした。
- ② ダム本体の設計過程に表われる3つのダムタイプについてそれが岩盤内応力に及ぼす影響は少なかった。
- ③ 模型実験の結果から、断層破碎帯があることによって応力分布状態が大きく変化し、そ

1) 水平面

ロ) 鉛直面(半径方向)

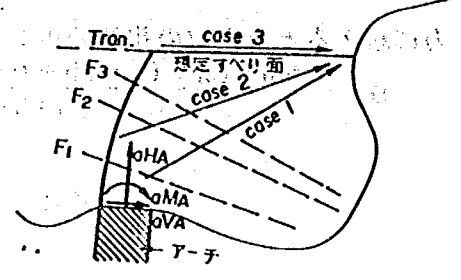
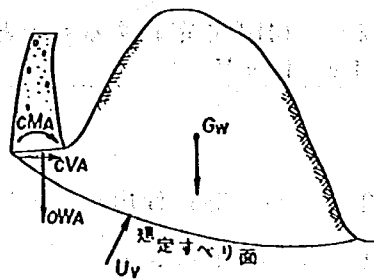
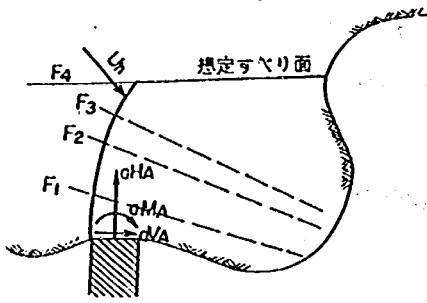


図-1.4-8 想定すべり線の考え方

図-1.4-9 水平すべり線

表-1.4-3 安全率計算結果

安全率 標高		要素二次元面 水 平 面			鉛直面	(4)式の定義による 三次元安全率		
		case 1	2	3		case 1	2	3
アーチ要素・片持ばり要素別	320	5.9	8.1 (7.8)	1 3.0	6.9 (6.8)	6.5	7.1 (7.0)	7.9
	300	3.2	3.9 (3.5)	5.0	7.9 (7.6)	5.4	6.3 (5.9)	6.9
	280	3.3	4.1 (3.4)	5.6	7.8 (7.3)	5.4	6.3 (5.8)	7.2
	260	5.1	6.9 (5.6)	1 1.3	9.5 (8.7)	7.6	9.5 (7.4)	1 1.3
アーチ剪断力を鉛直面で分担	320	6.2	8.5 (8.1)	1 4.8	7.0 (6.8)	6.7	7.3 (7.1)	8.0
	300	4.6	6.5 (5.9)	1 0.1	7.4 (7.0)	6.4	7.1 (6.7)	7.9
	280	4.2	6.8 (5.7)	1 3.3	5.6 (5.0)	5.2	5.8 (5.2)	6.5
	260	9.0	1 4.4 (1 1.6)	4 5.4	7.3 (6.8)	7.8	8.8 (7.8)	1 0.3

※ () : 揚圧力(上流30%)考慮

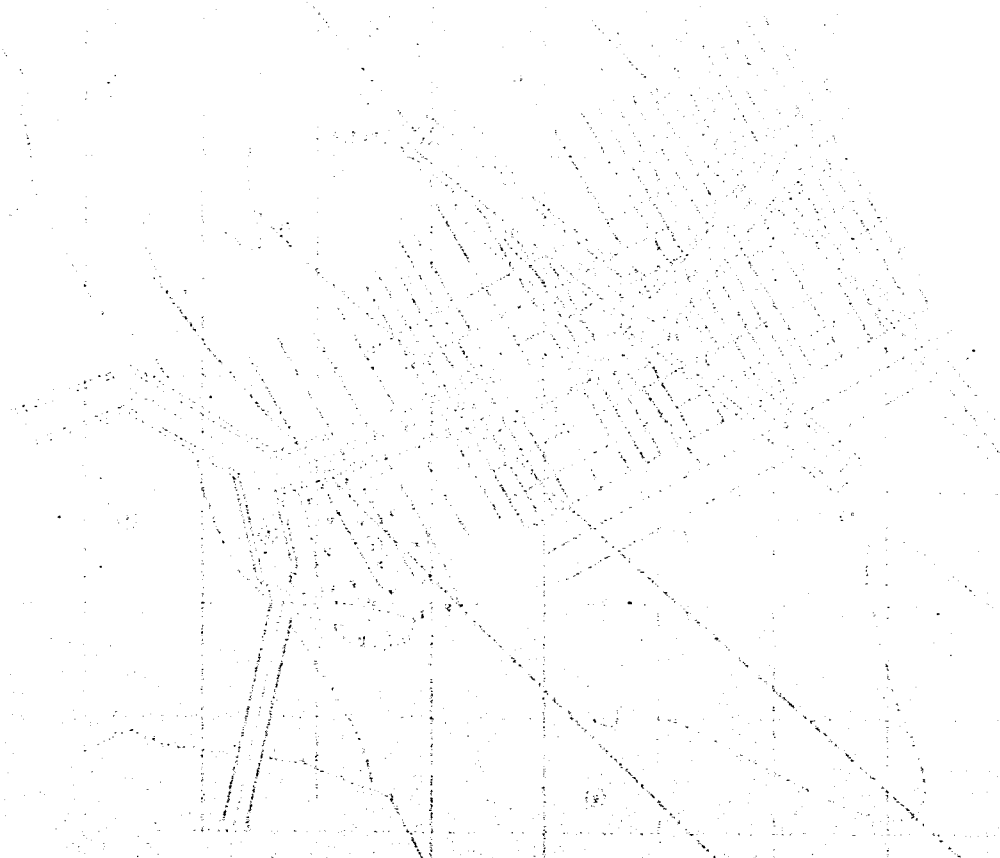
の結果、その変形性によって、点安全率及びすべり線の方角が変ってくる。

- ④ 応力実験を基に点安全率を計算し、すべり線を想定すると、断層による変形性を考慮したSN-5-72では、すべり線が破碎帯に移り移ることとなり、そのために安全率がかなり小さくなる。
- ⑤ すべり線に沿う点安全率は2.5～5.5程度に変化し、平均的には3.5程度である。
- ⑥ 浸透水を大胆な仮定のもとに考慮すると、安全率は更に小さくなり、点安全率で2.0以下の部分が発生する。
- ⑦ 三次元的な解析を行うと、鉛直要素での安全率が大きいことから、三次元安全率は水平二次元面のものより大きくなり、全体で5.0程度になる。

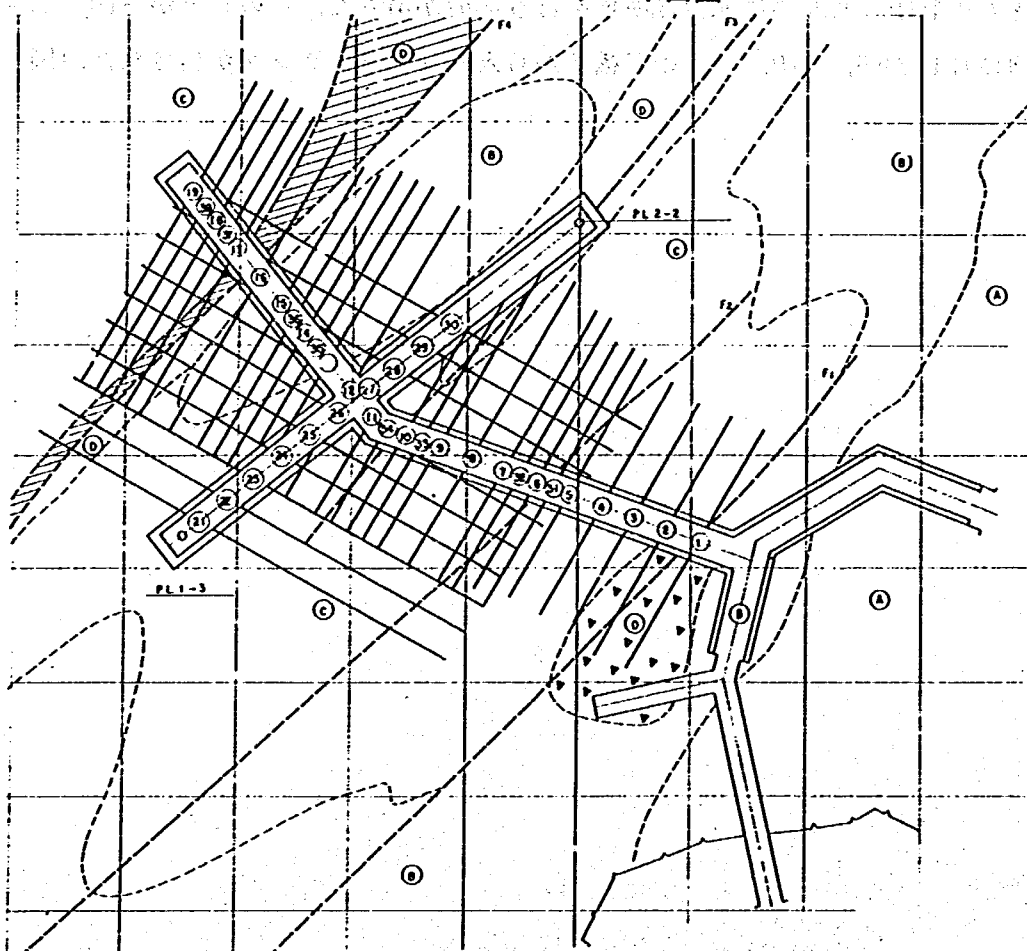
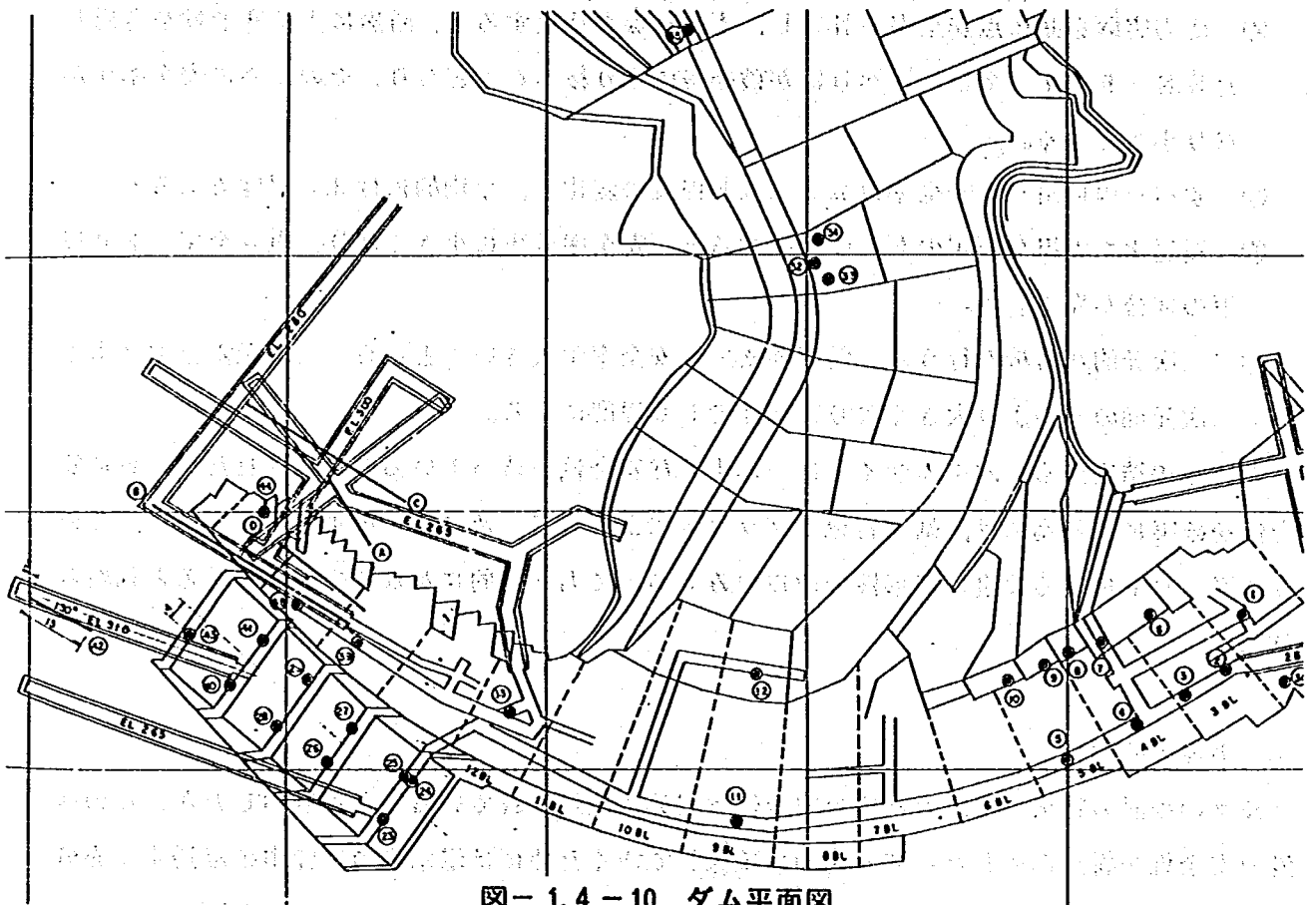
これらの結果から、本ダムサイトは一応十分な安全性を持っていると判断されたが、更に安全性を確実にする為には、基礎岩盤のグラウトによる改良、及び特に止水が重要であり、このうちグラウトによる改良は変形性の改良のみであっても応力的にかなりの効果があると判断された。

4. 実際の処理

種々の検討の結果、左岸の岩盤の安全性は十分に確保されていることが判明したが、この地盤の安全性を将来迄にわたって永続的に確保してゆくためには湛水後の地盤中の浸透水を充分排除し、岩盤の変形性、強度共に充分な処理を行う必要があった。このことから図-1.4-10に示す左岸側のEL 265, 280, 300の各横抗から入念なグラウチングが施された。(図-1.4-11～13)



(図-1.4-11) 左岸側グラウチングの範囲 (図-1.4-12) 右岸側グラウチングの範囲



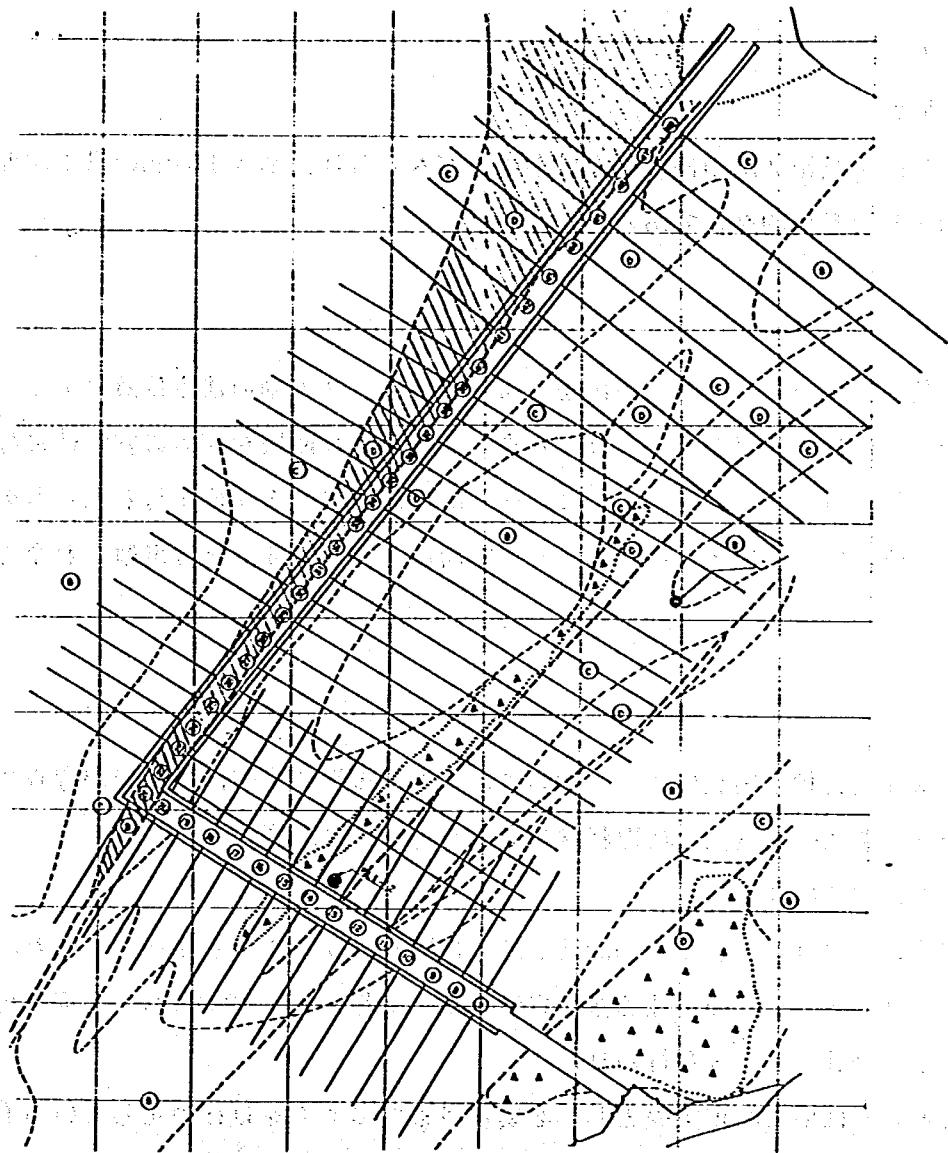


図-1.4-12 左岸特殊グラウト (EL 280m)

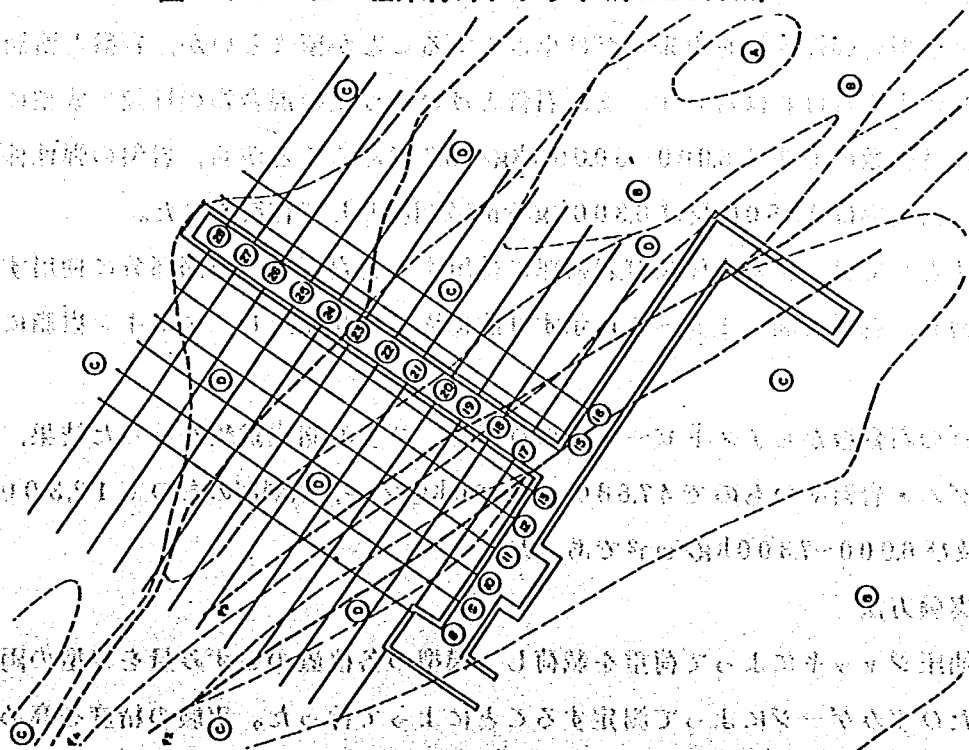


図-1.4-13 左岸特殊グラウト (EL 300m)

1.5 大滝ダム

1. ダムの概要

大滝ダムは奈良県紀ノ川中流に現在計画中のダムであり、高さ100mの洪水調節、都市用水発電を目的とした多目的ダムである。

2. 問題点

破碎幅が約10mのF-1断層が川を横断しており、ダム軸の決定位置によってはこの断層がダム下流端に位置する可能性が有り得る為、このような断層がダムの安定性に与える影響について解析が行われてきた。尚、以下に述べる解析は昭和41年度に行われたものであり、現計画のダム軸位置では、堤体下流端はF-1断層から30～40m程度離され全く問題となっていない。

3. 解析

解析は二次元石膏模型実験によって行われ、ダム下流端鉛直方向に断層が存在する場合、その状態を種々に変えて岩盤内の応力状態を検討したものである。

3-1) ダム模型の概要

模型は実物の $1/200$ 、厚さ 10 cm とし、形状は図-1.5-1に示す通りとした。また、実験ケースとしては、断層部分の弾性係数が岩盤の $1/4$ の場合と $1/8$ の場合の2通りについて、表-1.5-1に示す合計7ケースが行われた。

模型材料としては応力測定実験として必要な諸条件の多くをほぼ満足している石膏とけいそう土との混合物を使用した。実験の精度を高める為には模型の変形性を大きくする必要があり、その為には模型の弾性係数を出来るだけ小さくすることが望ましいが、岩盤と断層との弾性係数の比を8にとらなければならず、また石膏とけいそう土の混合物の打設・成型に確実性を期待できる弾性係数の範囲は $5,000 \sim 50,000 \text{ kg/cm}^2$ であることから、岩盤の弾性係数は $50,000 \text{ kg/cm}^2$ 、断層部は $12,500$ 及び $6,300 \text{ kg/cm}^2$ を目標として作製された。

作成方法としては、ダム本体及び岩盤部に使用する石膏板と、断層部分に使用するものとを別々に作製し、乾燥後図-1.5-1に示す寸法に従ってせん断し、エポキシ樹脂によって接着した。

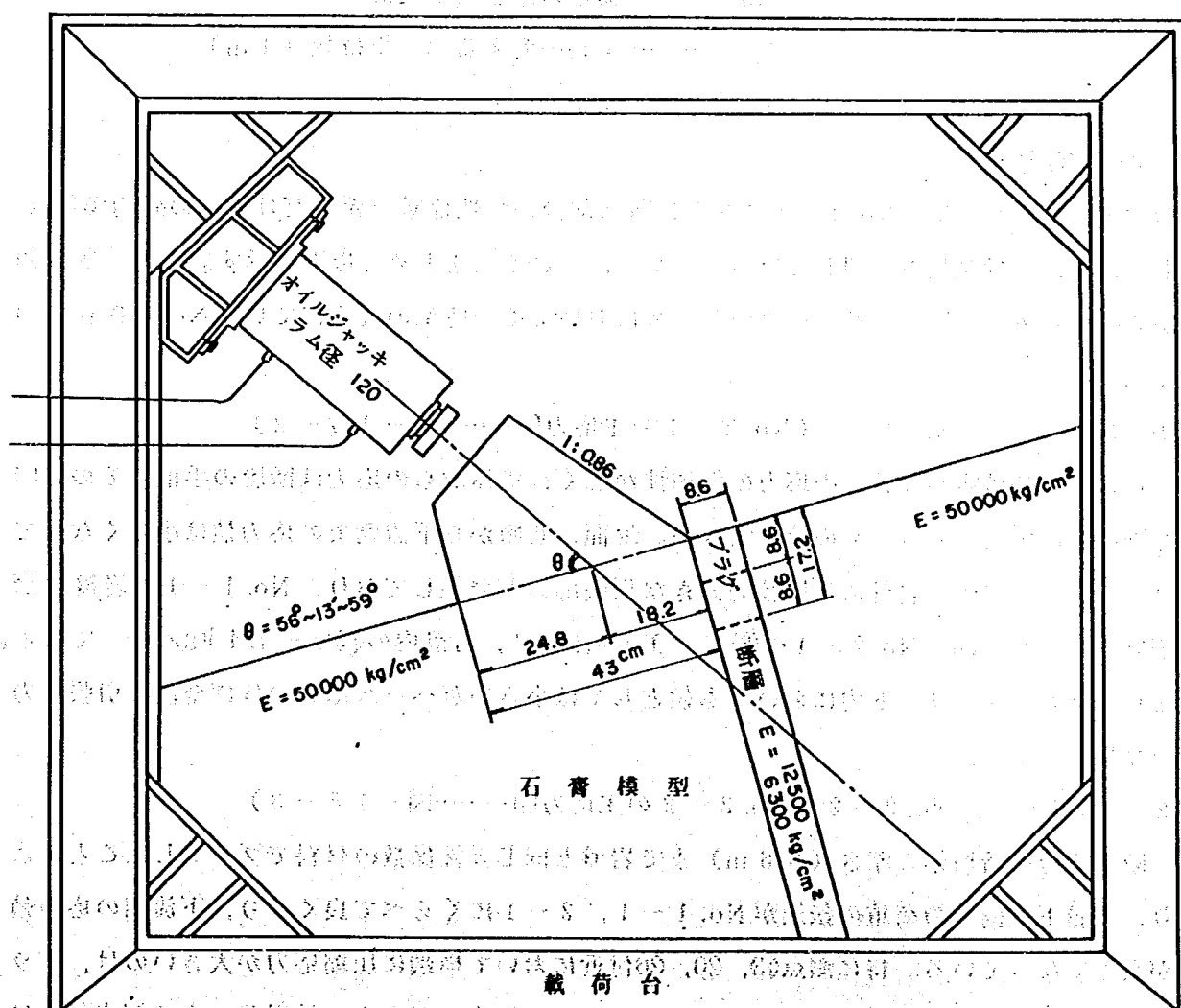
それぞれの石膏板からテストピースを取り出し、ひずみ測定試験を行った結果、石膏板の弾性係数はダム・岩盤部のもので $47,680 \sim 50,400 \text{ kg/cm}^2$ 、断層部のもので $12,300 \sim 13,600 \text{ kg/cm}^2$ 及び $6,900 \sim 7,300 \text{ kg/cm}^2$ であった。

3-2) 実験方法

実験は油圧ジャッキによって荷重を載荷し、模型の各位置のひずみ量を模型の両面140点に貼り付けたひずみゲージによって測定することによって行った。実験の精度を高める為に6～

表-1.5-1 実験ケース

Case No.	岩盤と断層との 弾性係数の比	断 層 幅	プ ラ グ の 深 さ
1-1	$E_R/E_F=4$	8.6 m	プ ラ グ な し
1-2	4	"	断 層 幅
1-3	4	"	断 層 幅 の 2 倍
1-4	1	—	断層・プラグともになし
2-1	8	8.6 m	プ ラ グ な し
2-2	8	"	断 層 幅
2-3	8	"	断 層 幅 の 2 倍



10回繰返し载荷して、その平均値をとることとし、また繰返し载荷のサイクルの統一を図った。尚、各点のひずみ ϵ_0 は〔载荷時のひずみ量 ϵ_1 〕－〔除荷時のひずみ量 ϵ_2 〕として求めている。

測定したひずみ量から主応力とその方向を求め、相似率の関係から次に示す(1)式によって実物の応力を計算した。

$$\sigma_p = \frac{P_p \cdot d_m \cdot t_m}{P_m \cdot d_p \cdot t_p} \cdot \sigma_m \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに σ_p ……実際の応力
 P_p ……実際の外荷重 (10,000 t)
 P_m ……模型の载荷量
 $\frac{d_m}{d_p}$ ……模型の縮尺
 t_m ……模型の厚さ (10cm)
 t_p ……実物の考えるべき単位幅 (1 m)
 σ_m ……模型の応力

3-3) 実験結果

模型 No. 1-1, 2, 3 と No. 2-1, 2, 3 とは断層部分の弾性係数が異なるだけで他の外的条件は同じであり、実験結果も類似していることから、それぞれまとめて以下に示す。また、実験結果から描いた主応力図は、それぞれのケースにおいてその特徴の良く出ている No. 2 のもののみ記載する。

(1) No. 1-1, No. 2-1 (No. 2-1 の主応力図……図-1.5-2)

この模型では断層部分での応力の伝達性が悪く、堤体からの応力は断層の手前でその方向を下向きに変えており、その値も大きい。反面、断層から下流側での応力値は小さくなっている。ダム上流側の岩盤には比較的大きな引張応力が発生しており、No. 1-1 の岩盤表面 ⑧で -5.6 kg/cm^2 , No. 2-1 の ⑧で -9.3 kg/cm^2 , 岩盤内の ⑪で -7.4 kg/cm^2 , である。また、ダムコンクリート内においても値としては小さいがベース沿いのほぼ全面に引張応力が発生している。

(2) No. 1-2, No. 2-2 (No. 2-2 の主応力図……図-1.5-3)

断層部分を断層幅の深さ (8.6 m) まで岩盤と同じ弾性係数の材料でプラグしたことにより、断層下流側への荷重の伝達が No. 1-1, 2-1 にくらべて良くなり、下流側の応力値が大きくなっている。特に測点 ⑬, ⑳, ㉔付近において極端に圧縮応力が大きいのは、プラグを通して応力が集中した為と考えられる。また、堅岩と弱層との境界部に当る測点 ㉔では No. 1-2 で -3.3 kg/cm^2 , No. 2-2 で -9.8 kg/cm^2 の引張応力が発生している。

No. 1-1, 2-1 で発生していた上流側の引張応力は減少しており、No. 1-1 の ⑧で -2.5 kg/cm^2 , No. 2-1 の ⑧で -6.0 kg/cm^2 , ⑪で -3.0 kg/cm^2 となった。

ダムコンクリート内において発生していた引張応力はすべて圧縮側に移行した。

(3) No. 1 - 3, No. 2 - 3 (No. 2 - 3 の主応力図……図 - 1.5 - 4)

断層部分を断層幅の2倍の深さ (17.2 m) までプラグすることにより, No. 1 - 2, 2 - 2 にみられた応力集中の効果もなくなってより安定した応力分布となった。

(4) No. 1 - 4 (主応力図……図 - 1.5 - 5)

この模型は断層がないものであり, 岩盤はすべて一体となっている場合のものである。

応力分布状態は半無限板に斜に外力を加えたものにほぼ等しいものになっており, 最も安定した応力分布であると考えられる。また, 先に述べた No. 1 - 3, No. 2 - 3 の模型もこれに似た応力分布をしていることから, 断層幅の2倍程度までプラグすれば応力分布状態に殆ど影響を与えないものと考えられた。

3 - 4) まとめ

模型実験の結果, F - 1 断層がダム下流端に位置した場合は, 応力の分布状態が著しく不安定になり, ダムの安全性を確保する為にはかなり大規模な処理工事が必要であることが判明した。

従ってダムの座取りにおいては, 極力この断層をダム下流端から遠ざける方針をとるべきであるとされた。

4. 実際の処理

ダム下流端の位置は, F - 1 断層から上流側へ約 35 ~ 40 m 離され, 断層の直接的影響はなくなっている。

模型 No2 ~ 1

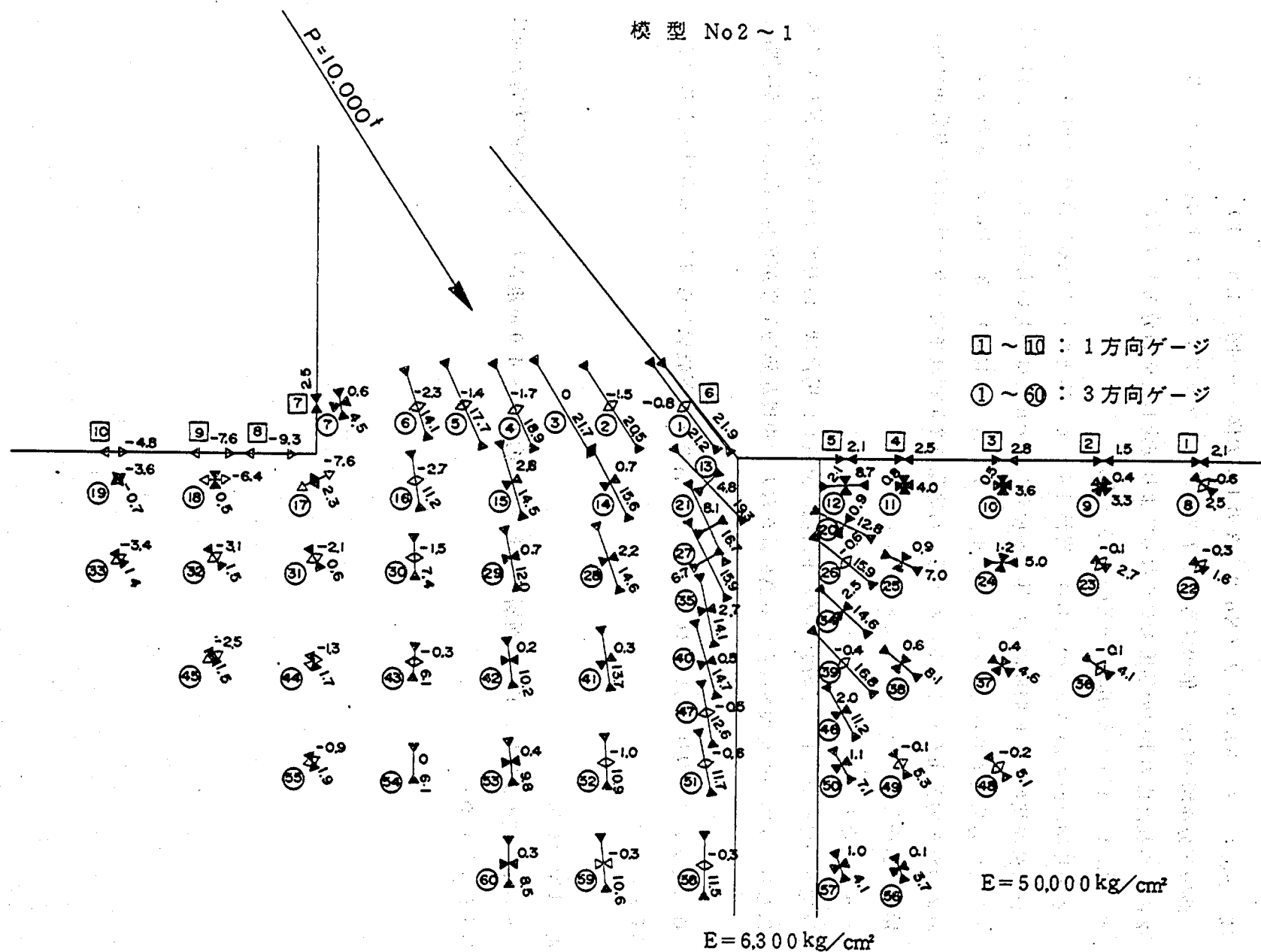


図-1.5-2 主応力分布図

模型 No 2 ~ 2

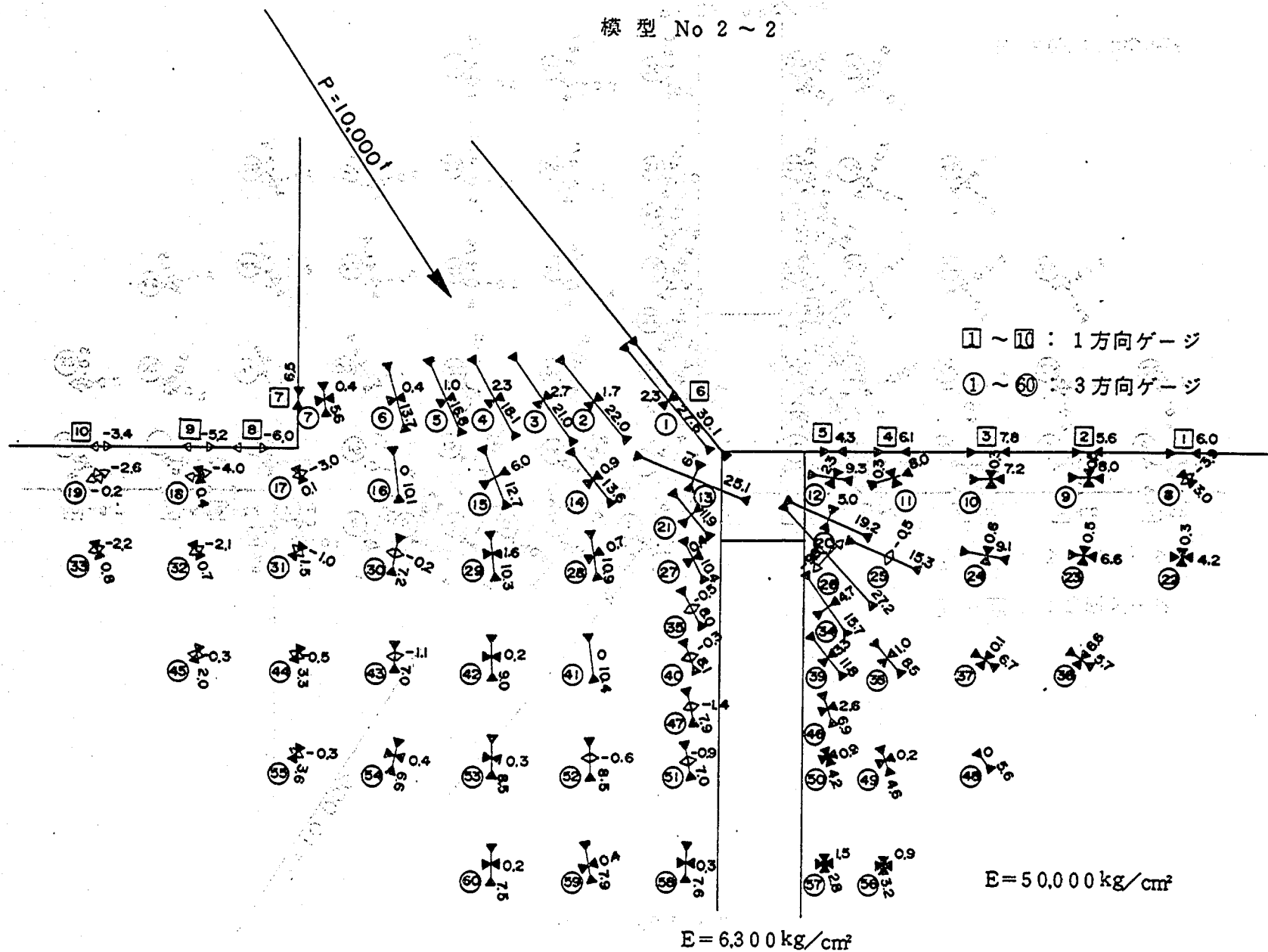


図-1.5-3 主応力分布図

模型 No 2 ~ 3

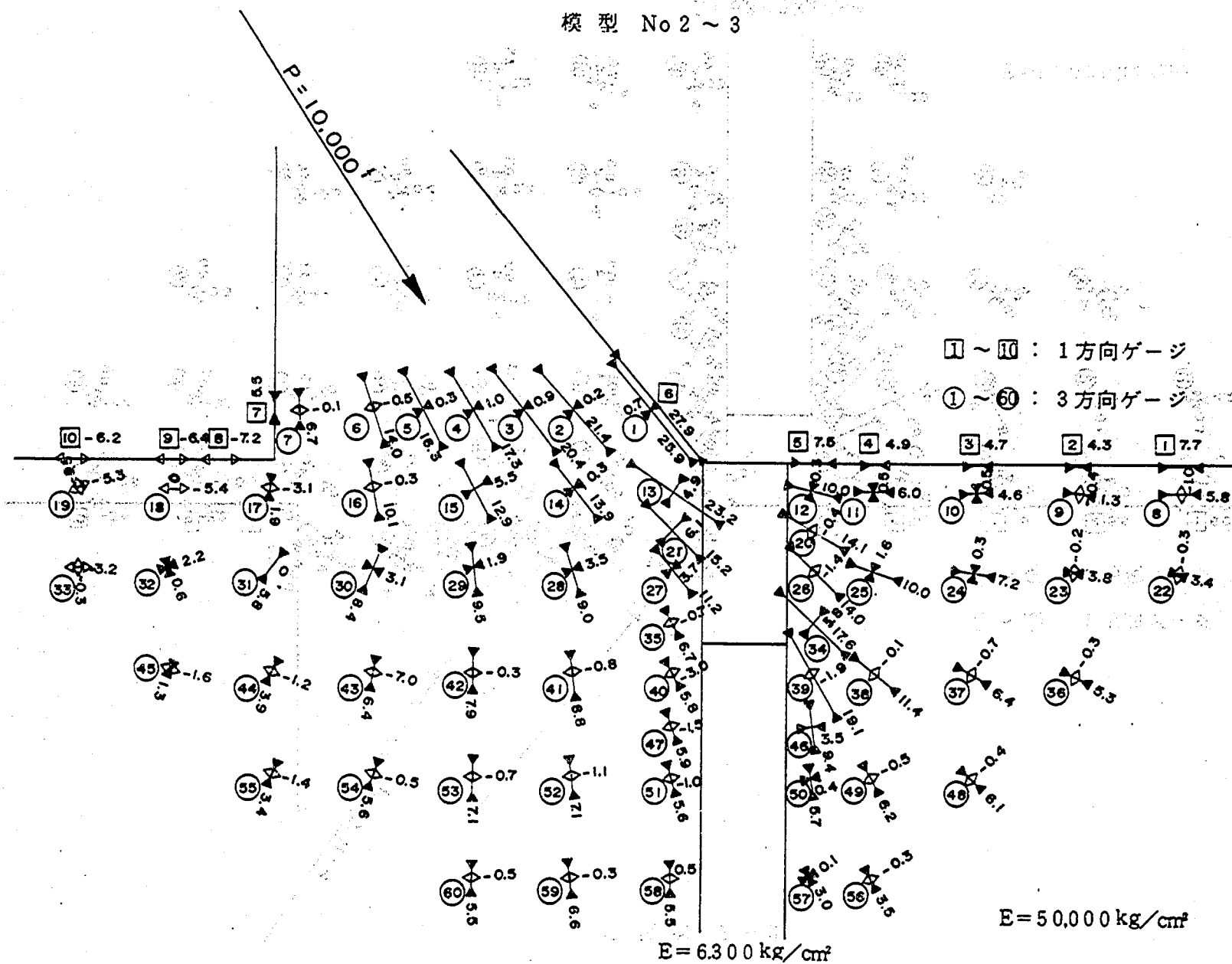


図-1.5-4 主応力分布図

模型 No1 ~ 4

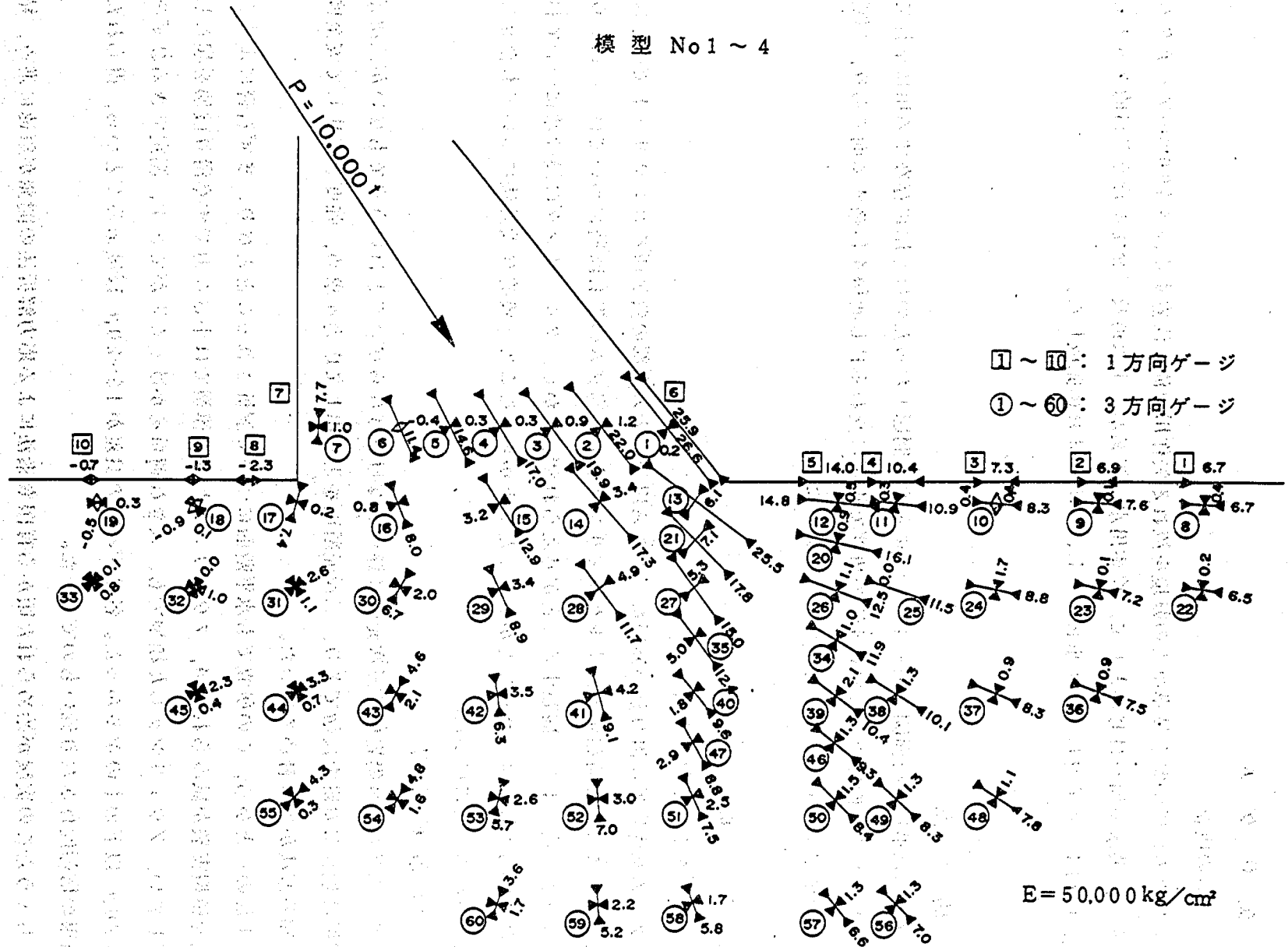


図-1.5-5 主応力分布図

1.6 矢 作 ダ ム

1. ダムの概要

矢作ダムは愛知県と岐阜県との県境を流れる矢作川中流に位置する高さ100mのアーチダムであり、洪水調節をはじめとして、農業用水、工業水、上水道及び発電を行う多目的ダムとして、昭和41年6月に本体工事に着手し、46年3月に完成した。

2. 問 題 点

ダムの水平地質断面図を図-1.6-1に示す。問題となったのは左岸に存在する川に平行で、ほぼ鉛直なTL断層と、これに45°の角度で川側に交わるHL断層を包絡する面であり、剪断摩擦安全率が不足しており対策が必要であった。

3. 解 析

3-1) ダウエリング工法

ダムの基礎岩盤に滑り易い断層などがある場合、その内部の数ヶ所をコンクリートで置き換えることによって補強する方法をダウエリングといい当ダムのTL断層については、このダウエリング工法によって補強することが考えられた。しかし、ダウエリングの設計法についてはこれまであまり検討されたことがなかったことから、ここで一般的な設計法についても合わせて検討されることになった。

3-2) 解 析 手 法

アーチダムの基礎岩盤は三次元的に評価しなければならないことはいうまでもないが三次元解析は現在なお研究段階であり、二次元断面をとり出して応力を求め、強度と対比して安全度を知る方法が当時普通であった。

上記のことから、この研究でも水平断面について解析されることとなり、まず石膏による二次元模型実験が試みられたが、ダウエリングしない模型では小さな力ですぐ滑り破壊を起こしてしまい、ダウエリングした模型でも、大きな荷重をかけることができず、測定できるひずみは20 μ 以下のものが多かった。各ひずみ計の誤差が15~20 μ 程度あることから、得られた結果の信頼度はかなり低いものであった。

ちょうどこの実験が始められた頃から有限要素法による応力解析法の開発が急速に進み、精度も十分満足すべき段階に達していた。したがって当ダムの解析もこの有限要素法によって行なわれることとなった。

3-3) 解 析 条 件

TL断層の厚さは、1m程度であったが、少ない要素で精度をあげる為2倍に拡大し、その影響を断層の弾性係数を2倍にすることによって補うことにした。計算に用いた弾性係数はコ

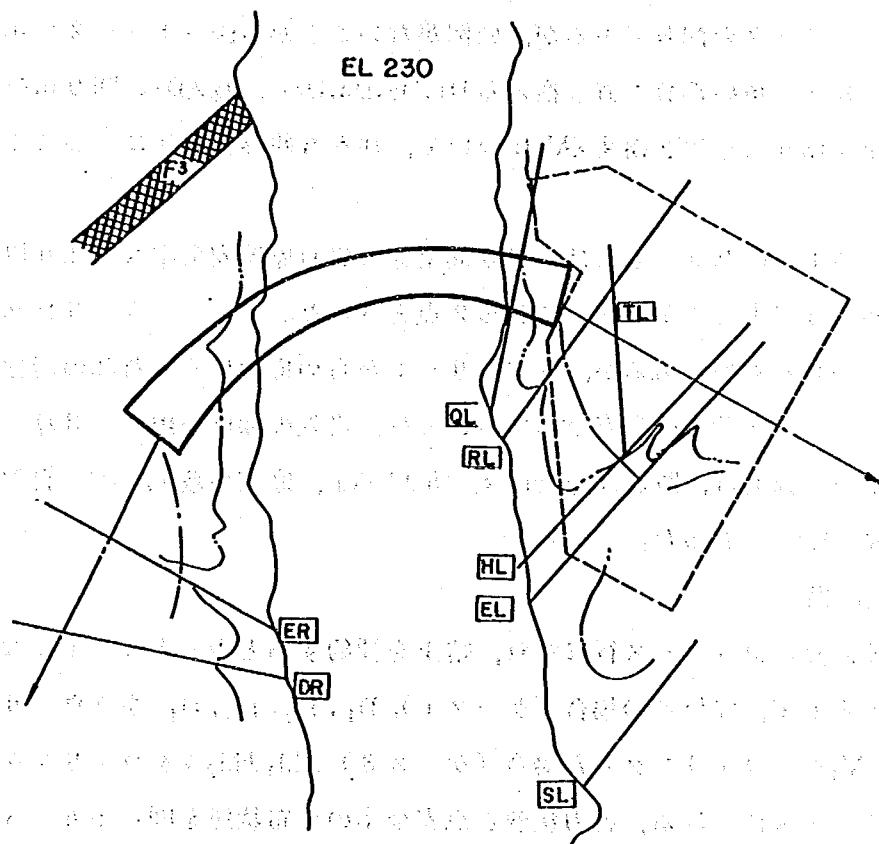


圖-1.6-1 矢作ダム水平地質断面

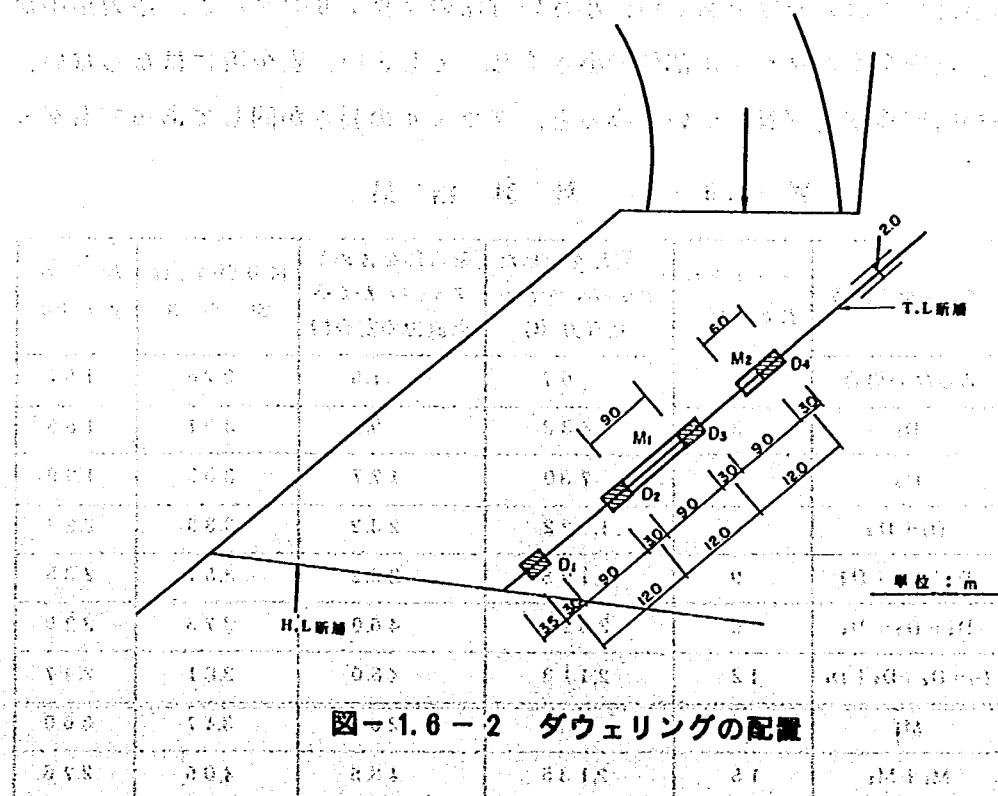


図-1.6-2 ダウエリングの配置

コンクリート $2,000,000 \text{ t/m}^2$, 堅岩 $500,000 \text{ t/m}^2$, 断層 $100,000 \text{ t/m}^2$ である。最も問題となったのはダウエリングの配置であるが、先例がないことから図-1.6-2に示すように機械的に12m毎に長さ3mの部分を書き換える D_1, D_2, D_3, D_4 と、 D_2 と D_3 の間9mを書き換える M_1 及び D_4 より下流側6mを書き換える M_2 について、様々な組み合わせによってその安全性を検討した。

安全性を検討する上での基準としては、滑り面全体の剪断摩擦安全率 N が4.0以上であること、点安全率 n が2.5以上であること、これら2点とされた。また、ダウエリングはコンクリートによって行なわれるものであるが、コンクリートからの応力はその背部の岩盤に伝達されることから、ダウエリング部分の点安全率については、岩盤の強度を用いて計算されることになった。計算に用いた強度は、断層部分では $\tau_f = 50 \text{ t/m}^2$, 摩擦係数 $f_f = 0.5$, 岩盤では $\tau_D = 250 \text{ t/m}^2$, $f_D = 1.0$ であった。

3-4) 解析結果

有限要素による計算は計9ケース行なわれ、結果を要約すると表-1.6-1になる。このうち、代表的なものとして、無処理の場合(ケース1), D_1, D_2, D_3, D_4 をダウエリングした場合(ケース7), M_1 をダウエリングした場合(ケース8), M_1 と M_2 をダウエリングした場合(ケース9)の4ケースにおける、応力状態と点安全率の分布状態を図-1.6-3~10に示す。

応力状態を見ると、ダウエリングの個数が少い程、またダウエリングしない場合の断層にかかる応力の大きい部分程、ダウエルに応力が集中してくる。また、長さの異なる D と M をみると、1個のダウエルの長さが短い程応力の集中度は高くなっていることがわかる。これらをもとに点安全率が計算されるわけであるが、小さい寸法のダウエリングだと、応力集中が大きすぎることから、点安全率がダウエル部分で小さくなってしまい、安全策にはならない。またすべり面全体の剪断摩擦安全率 N についてみると、ダウエルの長さが同じであってもダウエル

表-1.6-1 計算結果

ケース名	ダウエルの配置	ダウエルの長さ (m)	堅岩部を含めたダウエルにかかる垂直力 (t)	堅岩部を含めたダウエルにかかる垂直力の割合 (%)	滑り面の全体安全率	最小な点安全率
1	入らない場合	0	67	1.5	2.76	1.57
2	D_2	3	433	9.8	3.01	1.85
3	D_3	3	780	17.7	3.08	1.90
4	$D_2 + D_3$	6	1,022	23.2	3.33	2.22
5	$D_1 + D_2 + D_3$	9	1,108	25.2	3.51	2.35
6	$D_2 + D_3 + D_4$	9	2,026	46.0	3.73	2.29
7	$D_1 + D_2 + D_3 + D_4$	12	2,113	48.0	3.81	2.47
8	M_1	9	880	20.0	3.47	2.60
9	$M_1 + M_2$	15	2,135	48.5	4.05	2.76

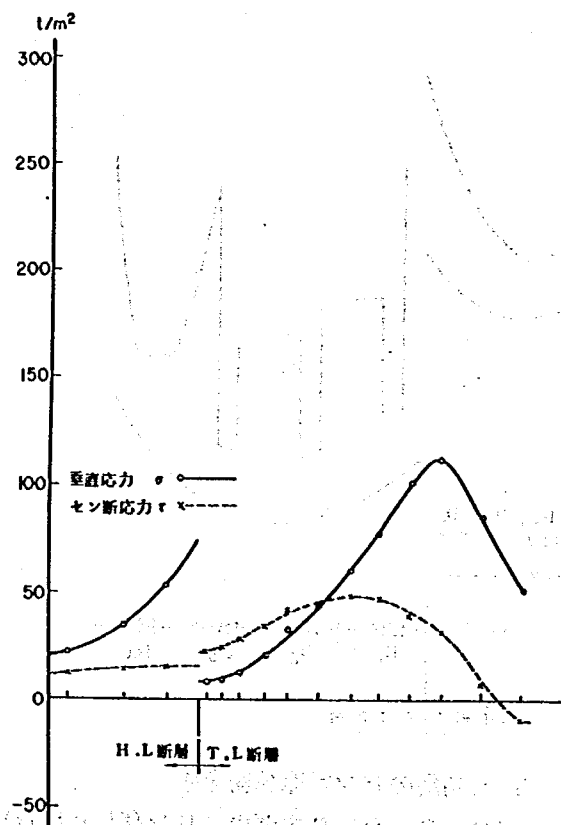


図-1.6-3 断層内応力分布
(ダウエリングしない場合)

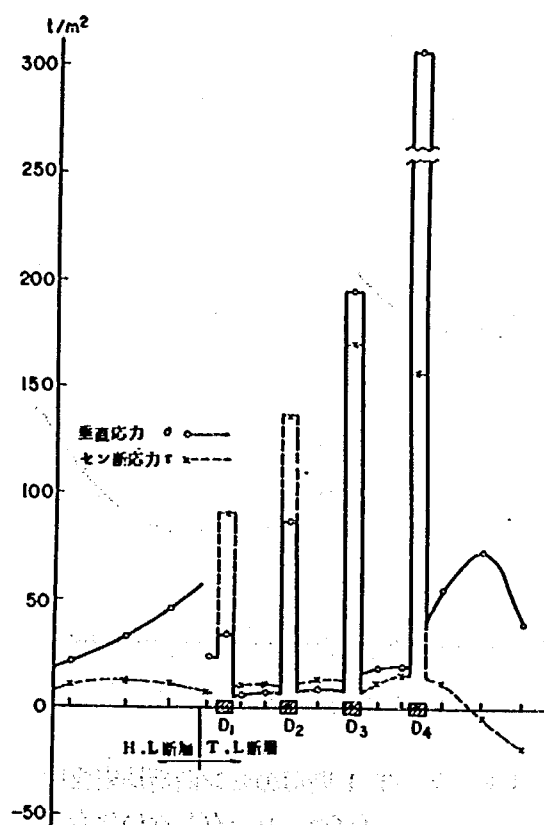


図-1.6-4 断層内応力分布
(D_1, D_2, D_3, D_4 をダウエリングした場合)

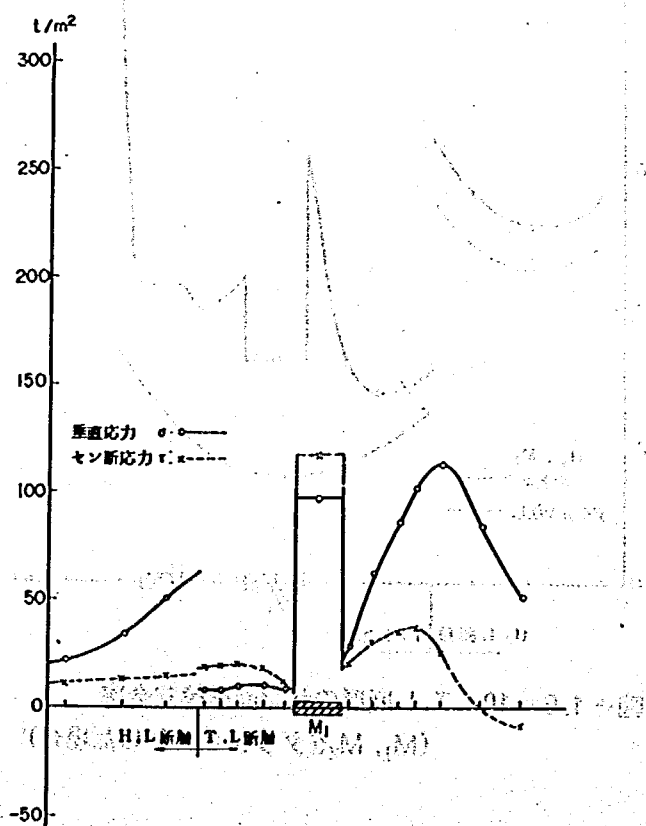


図-1.6-5 断層内応力分布
(M_1 をダウエリングした場合)

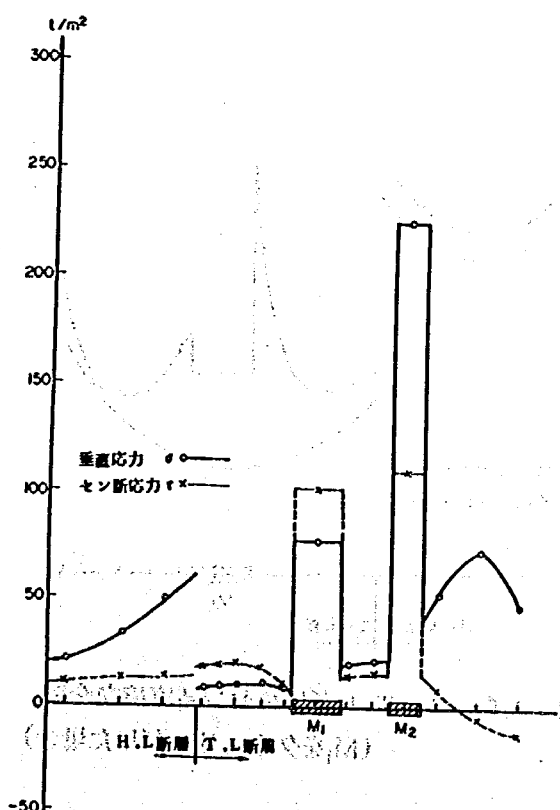


図-1.6-6 断層内応力分布
(M_1, M_2 をダウエリングした場合)

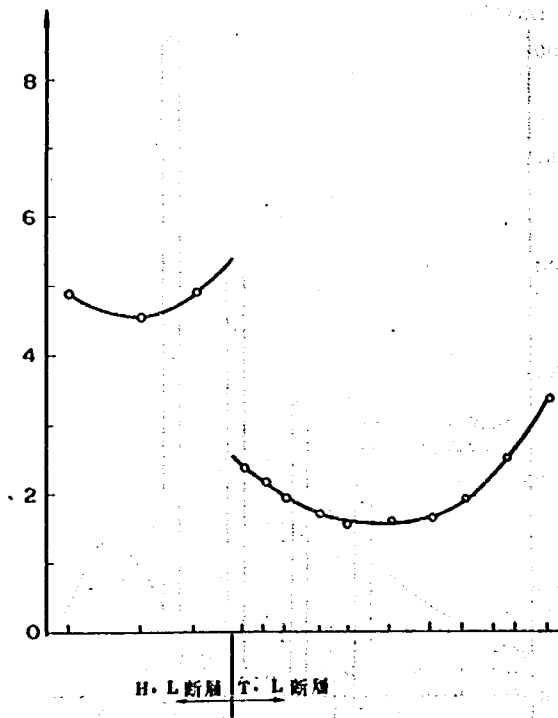


図-1.6-7 T.L断層のせん断摩擦安全率
(ダウエリングしない場合)

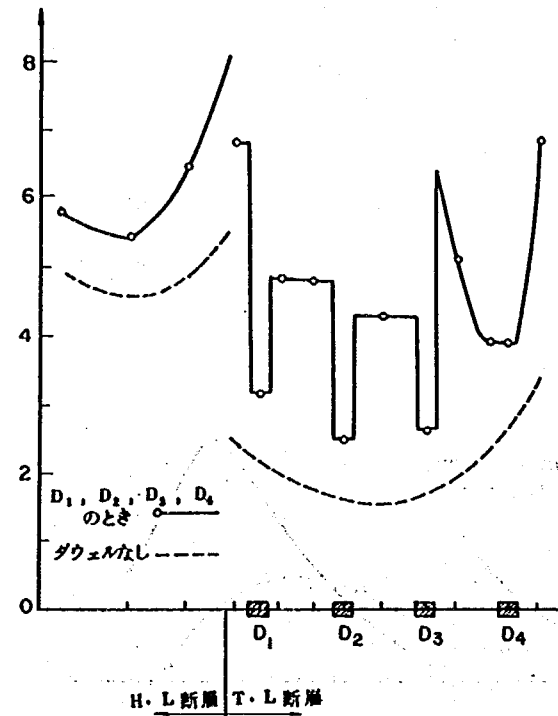


図-1.6-8 T.L断層のせん断摩擦安全率
(D_1, D_2, D_3, D_4 をダウエリングした場合)

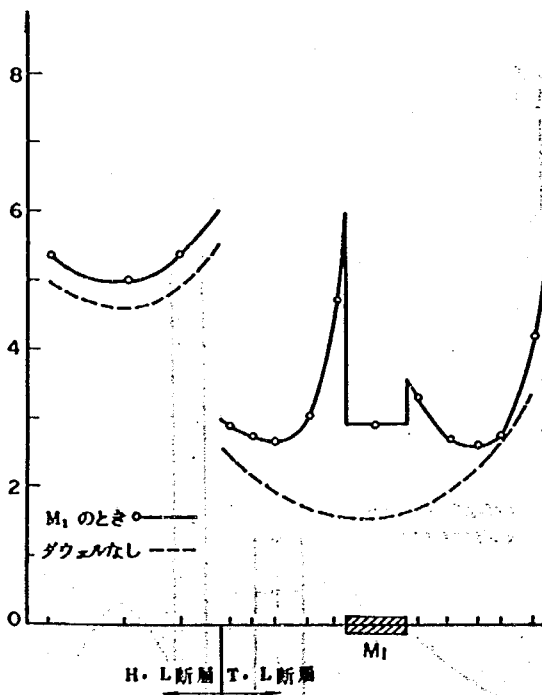


図-1.6-9 T.L断層のせん断摩擦安全率
(M_1 をダウエリングした場合)

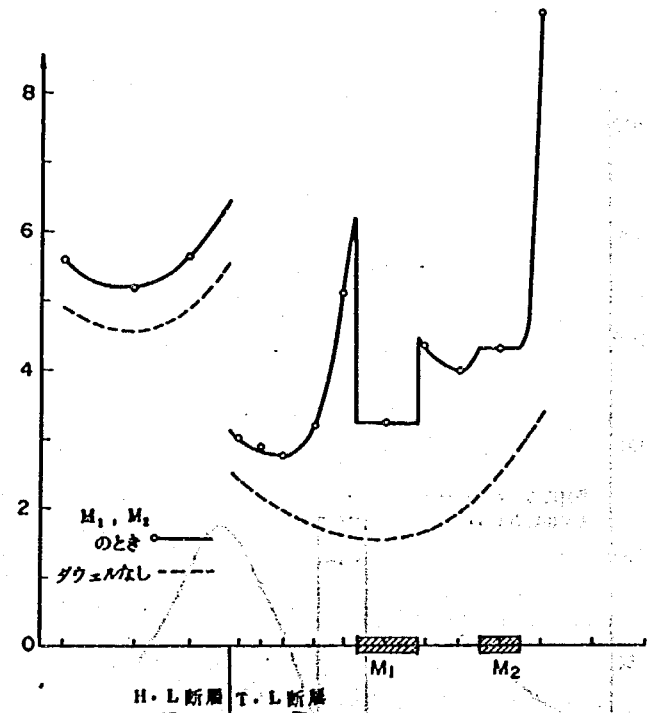


図-1.6-10 T.L断層のせん断摩擦安全率
(M_1, M_2 をダウエリングした場合)

にかかる垂直応力 σ が大きいほど高い値を示しているようである。これはダウエル部分の内部擦角 f が断層部分のそれより良い値となることから、ダウエルにかかる垂直応力 σ の割合が多くなるほど剪断に対する低抗力が増加する為と考えられる。

以上のことから判断して、矢作ダムのT.L断層について最も効果的なダウエリングの設計法は、 M_1 及び M_2 をダウエリングするケース9であり、定められた安全性の基準を満足しているのはこのケースのみであった。

3-5) 解析手法のまとめ

ダウエリング工法の解析手法として以下のように整理された。

- ① まず、すべり面に沿う点安全率 n 及びすべり面全体のせん断摩擦安全率 N を求める。
- ② 点安全率 n を2.5以上とするダウエリングの設計を行う。この場合は、せん断応力が最大の部分に配置するのが効果的である。尚、寸法の小さなダウエリングは応力集中が大きくなり、更に施工が繁雑となることから好ましくない。また、点安全率の計算に際しては、断層両側の堅岩の強度がコンクリートより小さい場合は、その堅岩の強度を用いなければならない。
- ③ ②の条件を満足させた後、滑り面全体のせん断摩擦安全率が4.0に達しない場合は、さらにダウエリングを追加する。その場合には、垂直応力が最大の部分に配置するが効果的である。

4. 実際の処理

4-1) その後の断層調査

L-12坑で発見されたT.L断層をさらに下流方向へ追跡した結果、実は2本の断層に分けられ、T.L断層とT.L'断層となり、前者は約25cmの落差のある断層と判明し、両者ともあまり連続性がなく、しかも傾斜がプロペラ状に変化することが判明し、当初推定した状況よりも、規模が小さいことがわかった。

4-2) 処理工法

T.L断層は規模が小さいことが判明した為、ダウエリング工法は中止され、変わって岩盤P.S工によって補強されることになった。岩盤P.S工はT.L断層の補強の他に、地表側に存在するクラック群により細分化された地山の1体化を図るために、P.C鋼棒を用いて緊結補強し、ダムの安全を計るものであった。

P.S工の配置は図-1.6-11に示す通りで、EL234m 5孔、EL242m 4孔、EL250m 3孔の計12孔で各列の孔間隔は5.0mであった。穿孔方向はT.L断層に対し直角方向、角度は水平より10度下向きで、穿孔長はT.L断層貫通後7.5mまでとし、この部分を孔内アンカーとした。緊張力はP.C鋼1本当たり40t、全孔で2880tとされた。また、緊張順序は1本おきに導入荷重の約 $\frac{1}{2}$ (20t)を順次緊張し、全孔の緊張完了後、導入荷重(40t)まで緊張している。

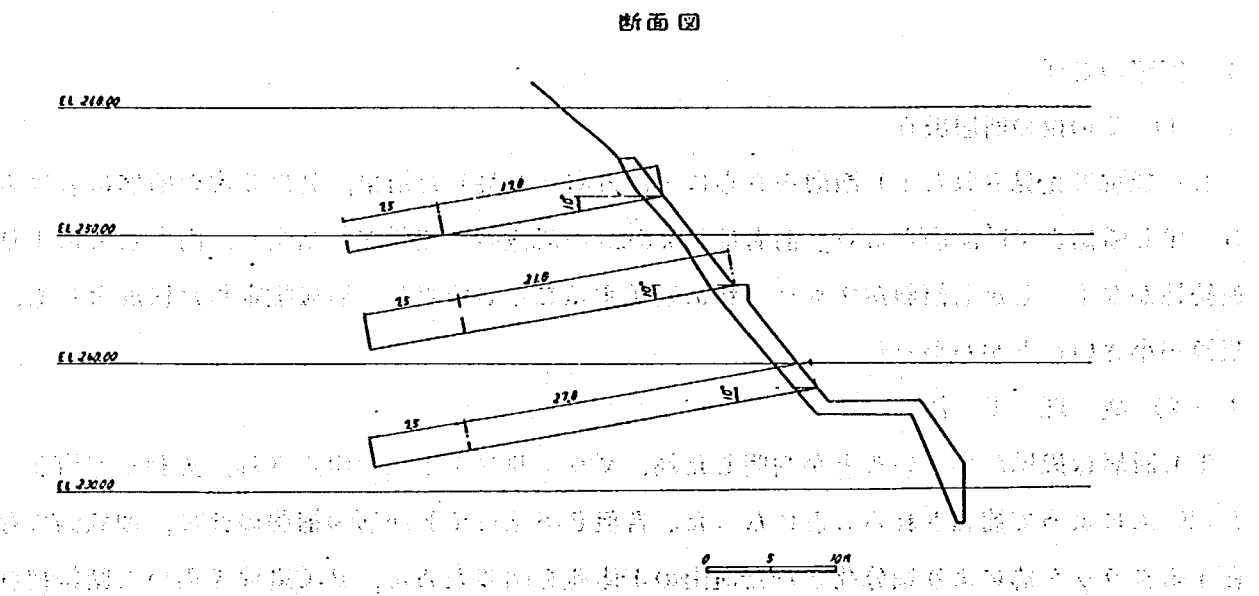
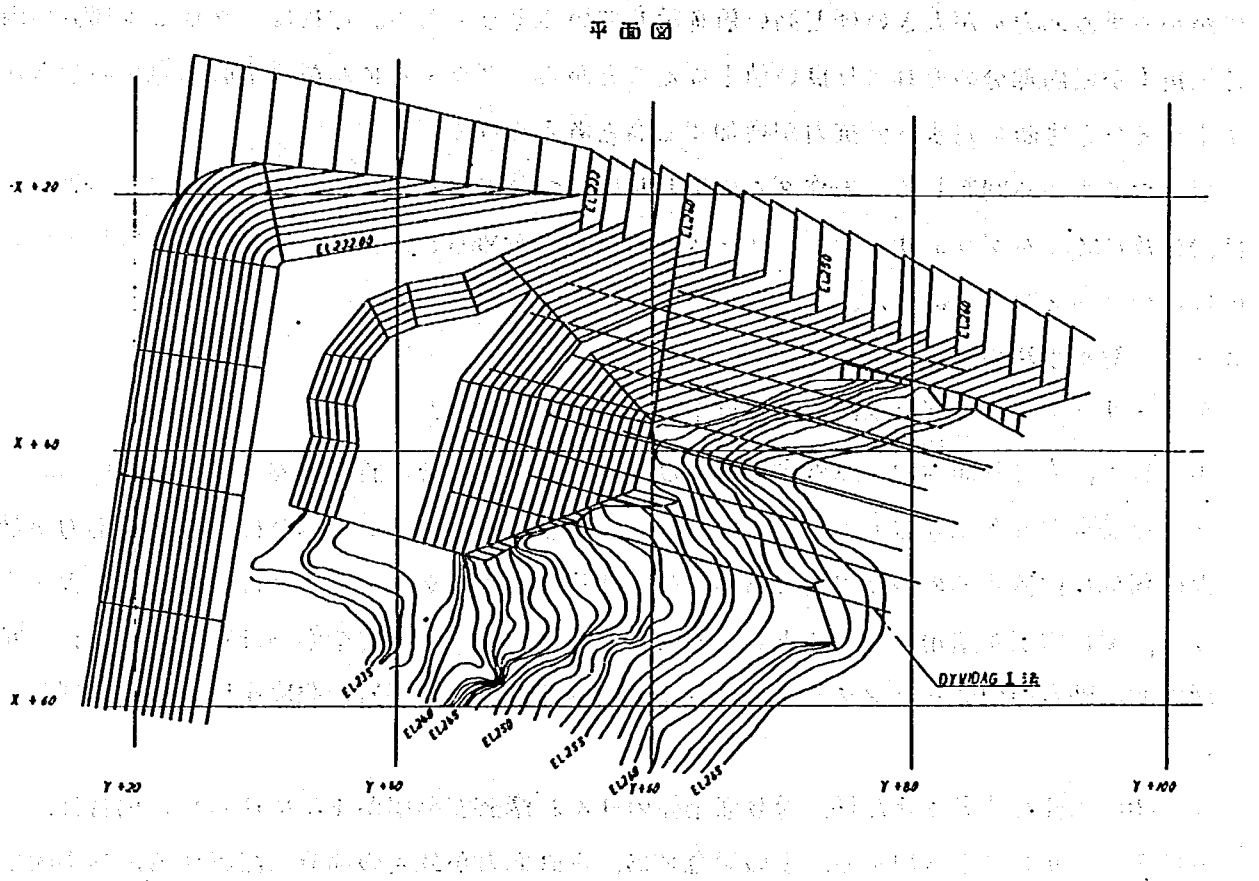


図-1.6-11 岩盤P.S工施工箇所図

1.7 遠部ダム

1. 概要

遠部ダムは、青森県平川に昭和50年に完成した高さ43.0mの治水ダムである。当ダムサイトの基岩は玄武岩、玄武岩質火山角礫岩、塩基性角礫凝灰岩に大別され、これらはグリーン・タフ活動に伴う熱水変質作用を蒙っており、基礎岩盤には、数列の断層を有していた。

2. 問題点

問題視されたのは、右岸側のF-2と称する水平断層であり、横坑内での調査では、 $\sigma = 5 \sim 10 \text{ t/m}^2$ 、 $f = 0.5$ 程度であり、不鮮明ではあるが、雁行状にかなり連続していると考えられ、ダムの下流に対する滑りに好ましくないと判断されたものである。

3. 解析

3-1) 解析条件

解析方法はFEMによる二次元弾性計算であり、解析に用いたT-10断面を図-1.7-1に示す。また、荷重条件については常時満水位を想定し以下のように設定した。

水深 29.7m + 1.03 (風、地震波高)

砂 深 21.2m

泥 重 1.2 t/m³

泥圧係数 0.5

地震係数 0.12

計算の対象となったのは、図-1.7-1に示すところの仮想滑り面上の安全率であり、安全性の基準は次に示す2点とされた。

(1) 剪断摩擦安全率 $N \geq 4.3$

(2) 点安全率 $n \geq 2.0$

ここで剪断摩擦安全率は一般の基準では4.0以上とされているが、揚圧力が考慮されなかった為、その分余裕を見て4.3以上と規定したものである。

3-2) 対策と安定計算

断層が無処理の場合だと、安全率が基準に達しない為、ダウニング工法について検討することとなった。すなわち、現在掘削してあるNo.1、No.2、No.3の横坑に加えて、No.2 + 4.5mの位置と、No.3 + 4.5mの位置に横坑を掘削し、それらの横坑をコンクリートで充てんするものとしてFEM計算を行ったものである。ダウニング位置は、図-1.7-2に示す。

FEM計算ケースとしては、計算結果に余裕を持たせる為、岩盤の性質を表-1.7-1に示すように種々に変更して行われた。

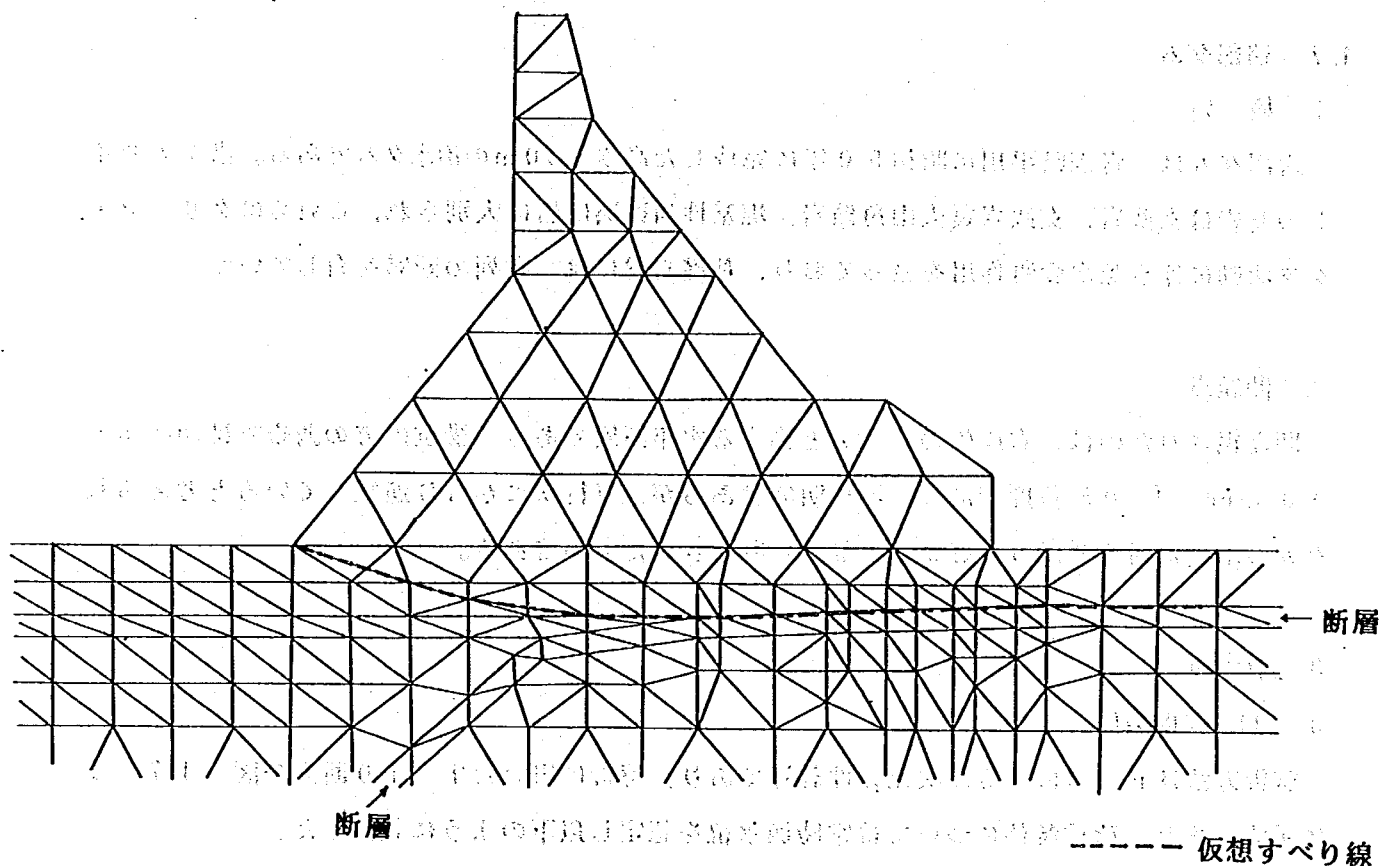


図-1.7-1 J-10断面図

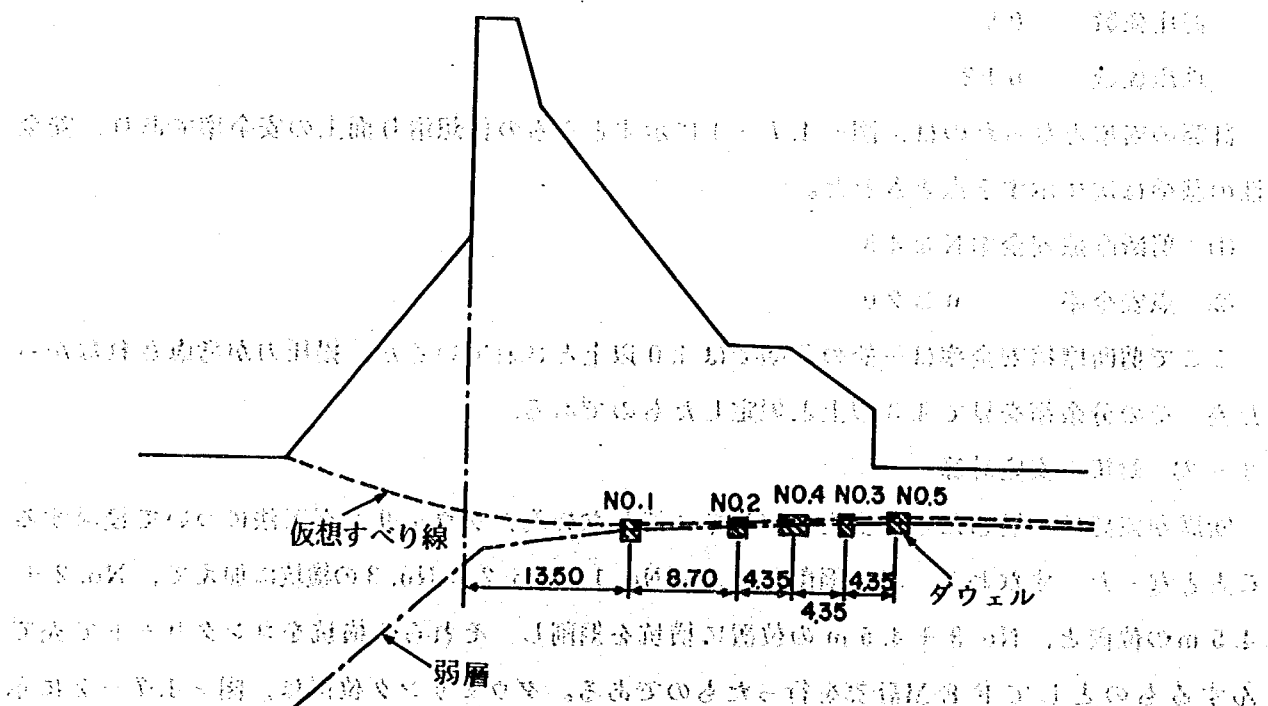


図-1.7-2 ダウエル位置

表-1.7-1 岩盤強度及び剪断摩擦安全率

ケース		C-1	C-2	C-3	D-1	D-2	D-3
コンクリート弾性係数		$2.0 \times 10^5 \text{ (t/m}^2\text{)}$			$2.0 \times 10^5 \text{ (t/m}^2\text{)}$		
硬岩	弾性係数	$2.0 \times 10^5 \text{ (t/m}^2\text{)}$			$3.0 \times 10^5 \text{ (t/m}^2\text{)}$		
	摩擦係数	0.8			0.8		
	純剪断強度	60.0 t/m ²	50.0 t/m ²	45.0 t/m ²	60.0 t/m ²	50.0 t/m ²	45.0 t/m ²
断層	弾性係数	$1.0 \times 10^5 \text{ (t/m}^2\text{)}$			$1.0 \times 10^5 \text{ (t/m}^2\text{)}$		
	摩擦係数	0.5			0.5		
	純剪断強度	10.0 t/m ²			10.0 t/m ²		
剪断摩擦安全率		5.32	4.86	4.63	5.31	4.85	4.62

FEM計算結果より求めた剪断摩擦安全率も同表に示すが、硬岩の純剪断強度を45.0 t/m²まで下げても、基準の $N \geq 4.3$ を満足する結果となった。最も小さな値を示しているケースD-3について、主応力図を図-1.7-3に、仮想すべり面上の点安全率の分布を図-1.7-4に示す。点安全率の分布では、断層の一部に基準の $n \geq 2.0$ を満足しない部分が存在するが、連続したすべり面を形成するには至っておらず、問題ないとされた。

また、応力分布においては、ダウエル部分に大きな応力が発生しているようだが、その方向性からみても問題はなく、他の部分においても、特に問題となるような部分はないことから、以上でダウエリング効果は充分であると判断された。

4. 実際の処理

解析の結果、5本のダウエルを施工することにより、安全性は確保されることが判明した為、予定通り、既に掘削されたNo. 1, 2, 3の横坑の他にNo. 4, 5を掘削し施工した。施工平面図を図-1.7-5に示す。

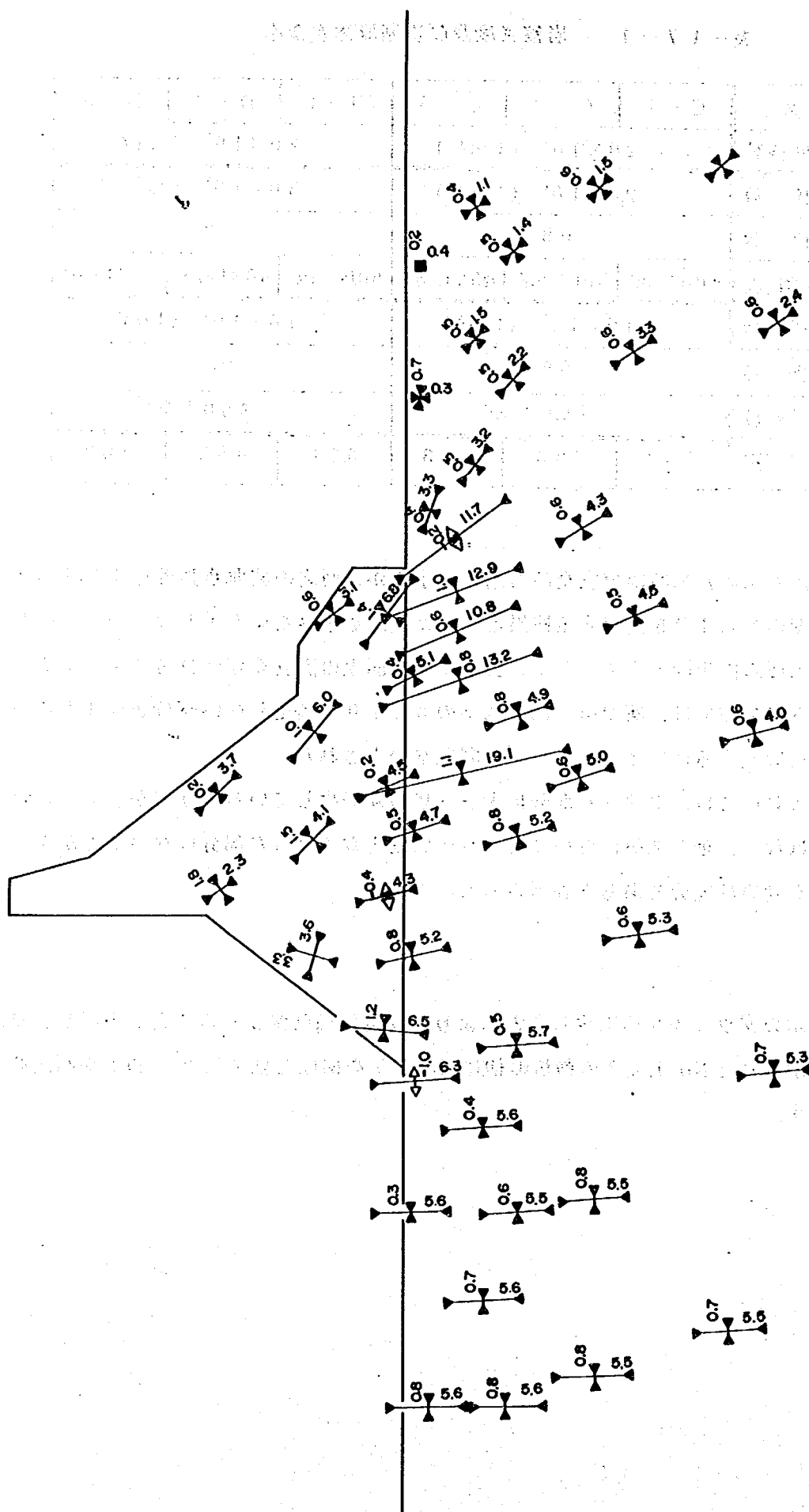


图-1.7-3 主应力图

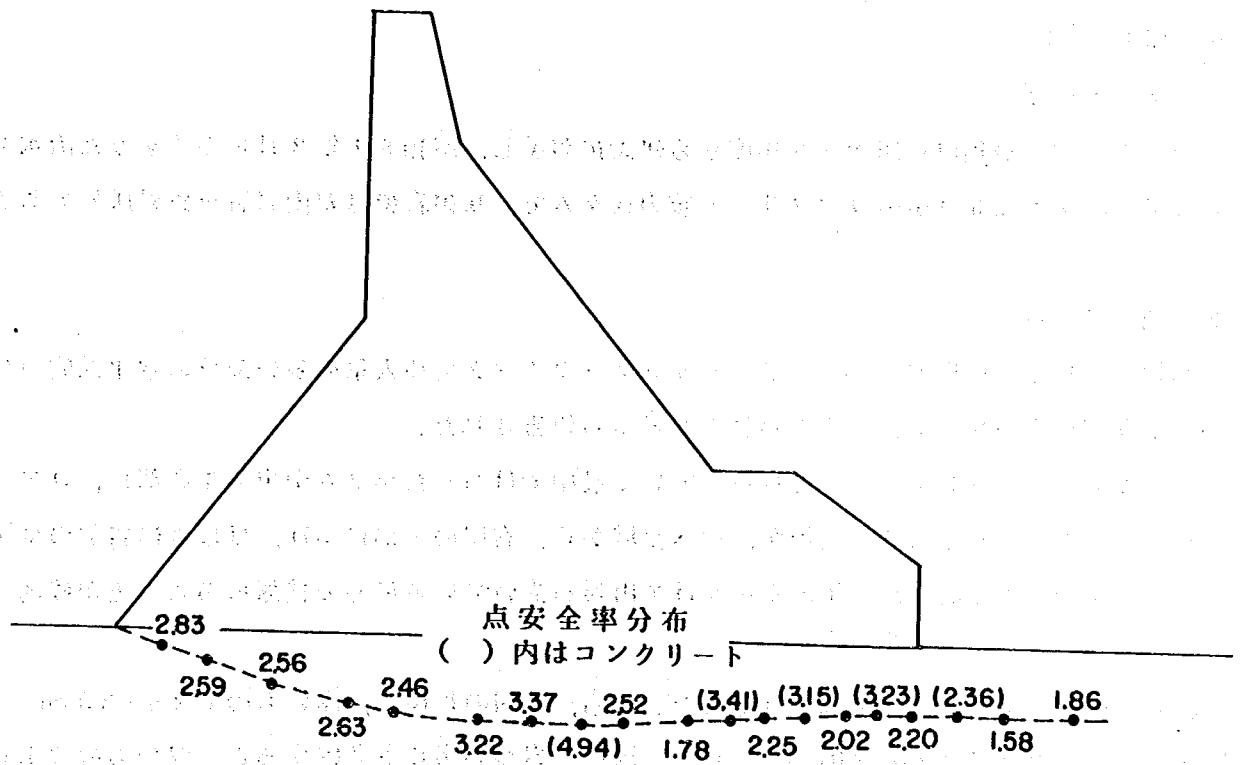


図-1.7-4 点安全率図

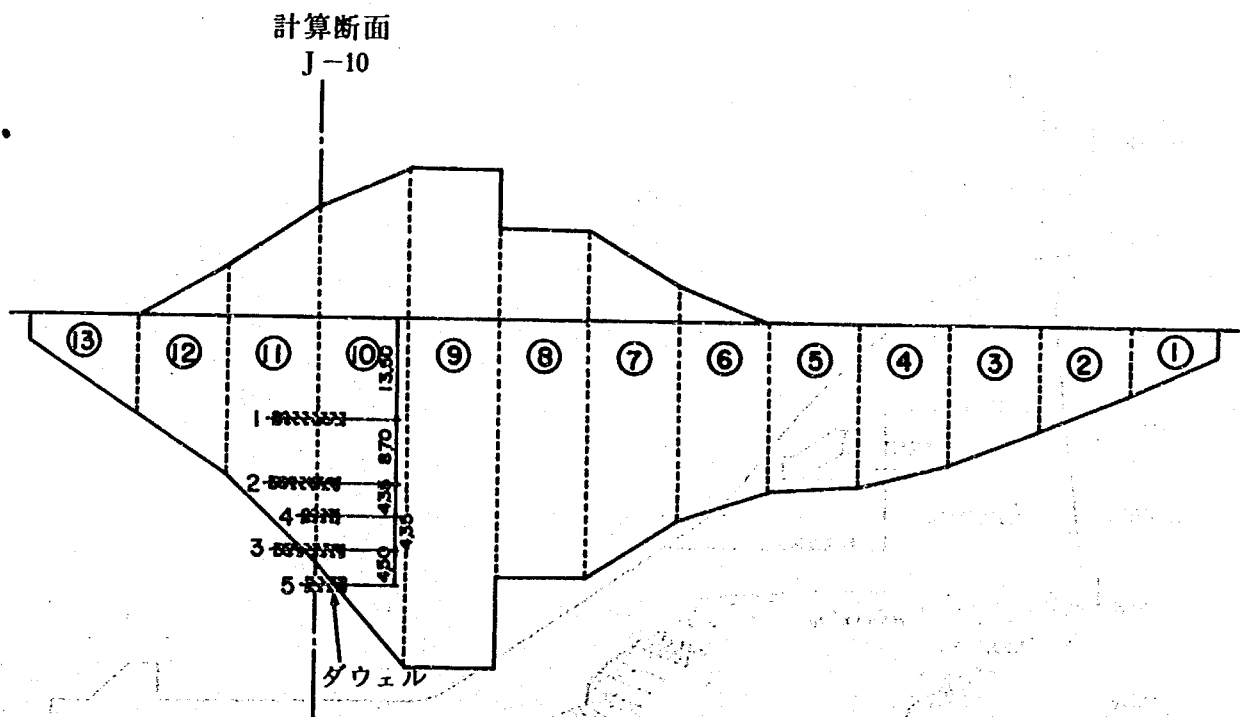


図-1.7-5 堤体基礎平面図

図面中の点安全率は、1.7-4図に示す通りである。

1.8 霧積ダム

1. ダムの概要

霧積ダムは、群馬県が昭和45年度から建設に着手し、昭和51年3月に完成をみた治水ダムである。ダム高59mのコンクリート重力式ダムで、基礎岩盤は安山岩質角礫凝灰岩である。

2. 問題点

昭和47年末、河床部コンソリデーショングラウチングで注入量の多い部分の水平面的つながりが異常に広い範囲であることが施工業者から報告された。

このため、ダムコンクリートを打込んでいる最中ではあったがダム中央の主要部に、コアボーリングを行ったところ、弱層が、河床全域から、右岸の一部にかけ、ほぼ基礎岩盤の全域に及び、かつダム上流端から下流端にかけて円弧を描いている最悪の状態にあることが確認された。

次いで弱層に沿って調査横坑を掘進したところ、弱層の規模は、厚いもので25~30cmの巾があり、平均的には15~20cmとみられ、周辺の岩盤の劣化も考慮すると、厚いもので1.0m程度の所も見られる。分布状態は、右岸側から左岸側へ約10~30度の傾斜をもち、上下流方向にはダム軸付近からダム下流端付近にかけて円弧状に分布している。したがって、左岸側では弱層が極めて深い位置に分布するが、ダム中央部及び右岸(13~16BL)では、ダム基礎面下10数m以下の比較的浅い位置に分布し危険であるとされた(図-1.8-1)。

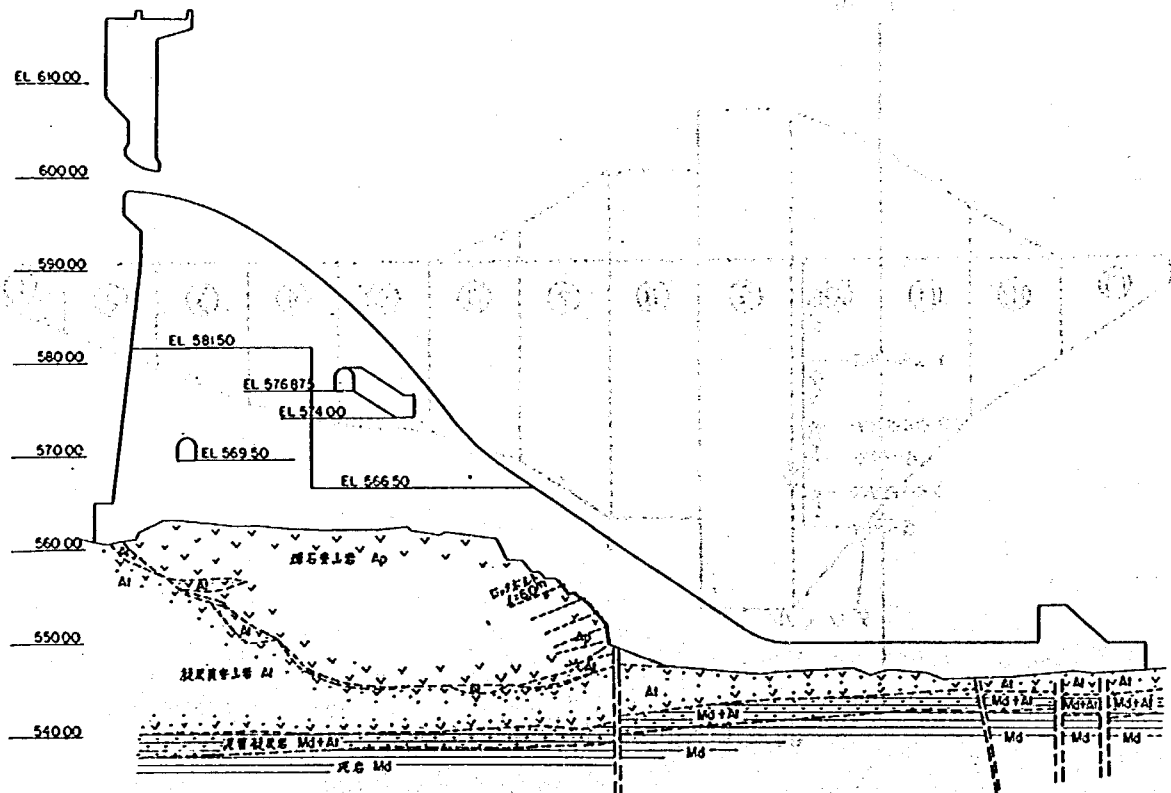


図-1.8-1 No. 13 + 75m地点の断面図

3. 解 析

解析は、2次元有元要素法 (FEM) によって行うものとした。

3-1) 解析条件

解析の対象となったのは13~16BLの間であり、この13~16BLの代表として№13+7.5m断面、№15+7.5m断面、№16+7.5m断面が解析に用いられた。

計算条件は次に示す通りである。

- ・岩盤の境界条件：深さ方向をダム高の2.0倍、幅方向はダムベース幅の2.0倍以上をベース上流端からそれぞれ上下流方向にとった。

- ・水 位：EL 617.50m (N.W.L)

- ・堆 砂 位：EL 591.00m

- ・堆 砂 重 量：1.0 t/m³

- ・泥 圧 係 数：0.4

- ・地 震 係 数：0.12

- ・コンクリートの単位重量：2.3 t/m³

弾性係数： 2.0×10^6 t/m²

ポアソン比：0.2

- ・岩盤の単位重量：2.3 t/m³ (断層の上部にある岩盤のみ)

弾性係数： 1.0×10^6 t/m²

ポアソン比：0.2

- ・弱層部の弾性係数： 5.0×10^4 t/m²

純剪断強度：10 t/m²

剪断摩擦係数：0.2

ポアソン比：0.2

3-2) 処理をしない場合の安全率

最も危険な断面と目される№13+7.5m断面について、弱層部に何ら対策を講じない場合 (無処理) におけるHennyの安全率を計算すると $N=2.75$ となる。また、FEMによって点安全率を求めると、 $n=0.4 \sim 1.5$ 程度と極めて低い結果となり、早急な安全対策が必要とされた。

3-3) 予備計算

処理工法の検討の目安をつけるために予備的な計算として最も危険な断面と目される№13+7.5m断面を用いて図-1.8-2に示すような4ケースにおいて安定解析が行なわれた。

ケース1は、弱層を全部コンクリートで置き換えた場合で、これが安全率向上では最高の効果があることがわかる。

ケース2は、ダム本体下流側にコンクリート腹付けを行うもので、既に本体コンクリートが

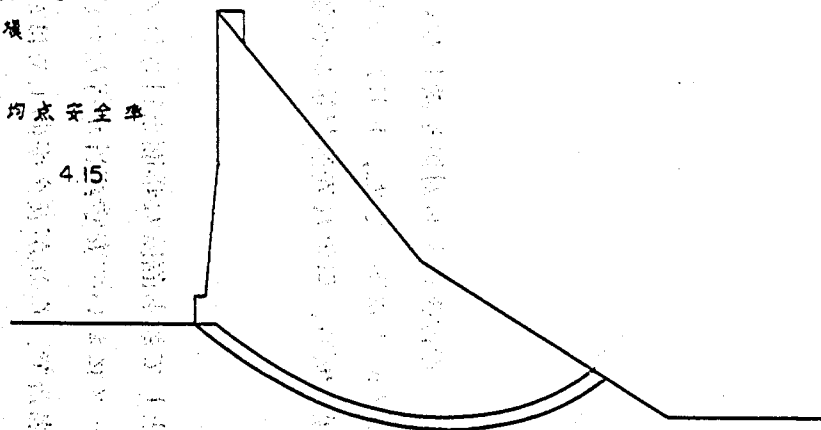
ケース 1

NO.13+7.5

弱層部をコンクリート
充填

平均点安全率

4.15

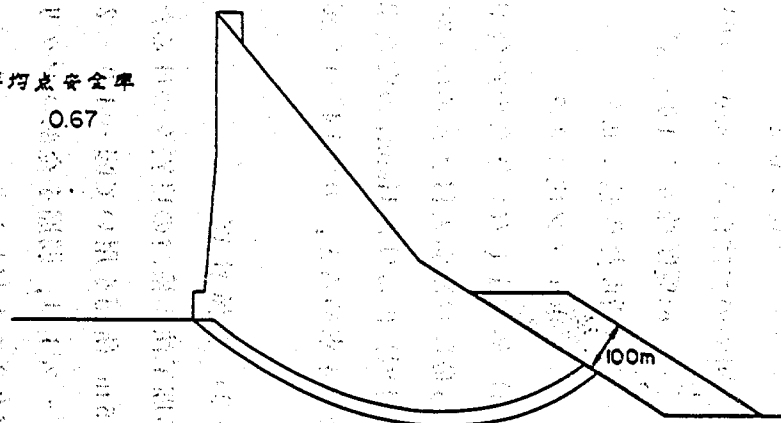


ケース 2

NO.13+7.5

平均点安全率

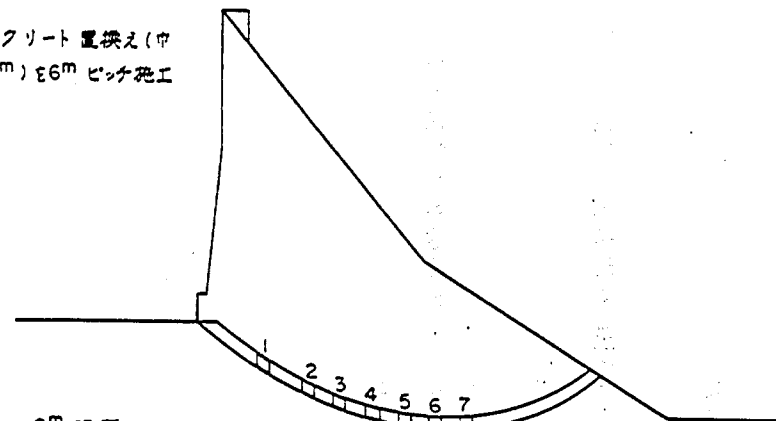
0.67



ケース 3

NO.13+7.5

コンクリート置換え(巾
2.0m)を6mピッチ施工



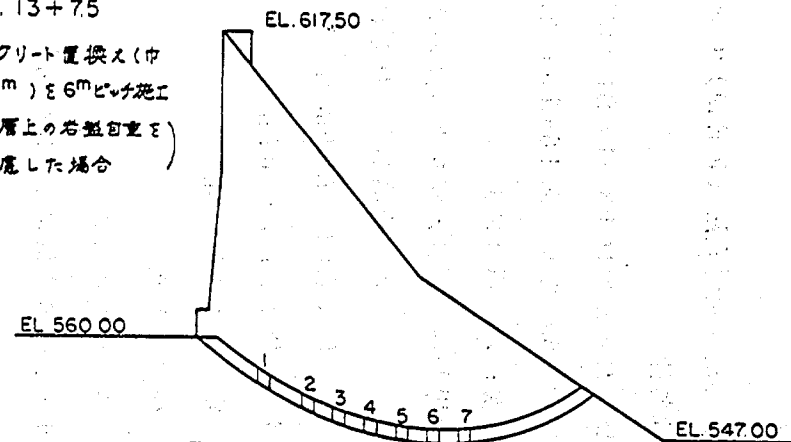
6m間隔

点安全率							
1	2	3	4	5	6	7	平均
1.57	1.92	2.30	2.07	2.07	2.56	3.17	2.24

ケース 4

NO.13+7.5

コンクリート置換え(巾
2.0m)を6mピッチ施工
(弱層上の右側自重を
考慮した場合)



6m間隔

点安全率							
1	2	3	4	5	6	7	平均
1.48	1.75	2.07	1.74	1.80	2.17	2.54	1.96

図-1.8-2 予算計算

5～6リフト打設されていることから、考えられる対策工の施工上最も簡単なものであるが、10m程度の腹付コンクリートを設けても、安全率向上にはほとんど効果がないことを示している。

ケース3は、ケース1のコンクリート置き換え効果に着目し、巾2.0mのコンクリートブロック（ダウエル）を6m間隔で配置したもので、平均点安全率は、2.24に向上した。

ケース4は、ケース3と同じであるが、弱層から上の岩盤の自重も考慮した場合であり、その分安全率は低下し、1.96となった。

上記の4ケースの中では、ケース1が最も有効であるが、実際には不可能な工法であり、また、幅2.0mのダウエリングを数本施工することによりかなりの安全率の向上が見られることから、これを主体として弱層から上部の岩盤自重も考慮し、更に詳細な検討を行うこととなった。

3-4) No 13+7.5m 断面

予備設計によると、幅2.0mのダウエリングが6m間隔に7本以上必要であるが本体コンクリートが既に5～6リフト打設されている当時の状況で、このように基礎岩盤の中を掘削施工することは、非常に困難であった。更に掘削に伴う岩盤の損傷も考慮すると、ダウエリング本数は極力減じる方法で検討することが得策であると考えられた。また、上流側にフィレットを設けることにより、応力分布が平均化され、安全率も向上することが知られている為、上流の地形、岩盤の状況から最大のフィレットを設け、ダウエリングは幅2.5～3.5mのものを5本配置するものとして計算を行った。図-1.8-3、1.8-4に結果を示すが、Hennyの安全率は、 $N = 4.26$ 、点安全率も全ての点において、 $n > 2.0$ となり、また、無処理の場合にダム上流端に発生していた引張応力も小さくなり、満足すべき結果となった。

3-5) No 15+7.5m 断面

当断面においては弱層がダムベースよりやや深い位置になるため、ダウエリングは4本とし、それに上流側フィレットを取り付けた形状で計算された。形状及び計算結果を図-1.8-5、1.8-6に示す。尚、図-1.8-5においての点安全率の値は、()内のものが、ダウエリングとフィレットを設けた場合のものであり、それ以外は無処理の場合の点安全率の値である。

無処理の場合は、Hennyの安全率 $N = 2.98$ 、点安全率も $n = 1.6 \sim 1.9$ の部分が連続していて、不安定であったがダウエリングとフィレットの効果により、Hennyの安全率 $N = 4.32$ 、点安全率もすべての点で $n > 2$ となり、安全な結果となった。

3-6) No 16+7.5m 断面

この断面になると、断面もかなり深い位置となり、また規模もかなり小さくなってきていることから、上流側フィレットの安定向上のみによる安全率が計算された。形状及び計算結果を図-1.8-7に示す。Hennyの安全率は $N = 4.6$ になり、点安全率においては $n = 1.8 \sim 1.9$ の点が中央部を連ねているが、断層の規模が小さくなっていることから、点安全率も計算値よ

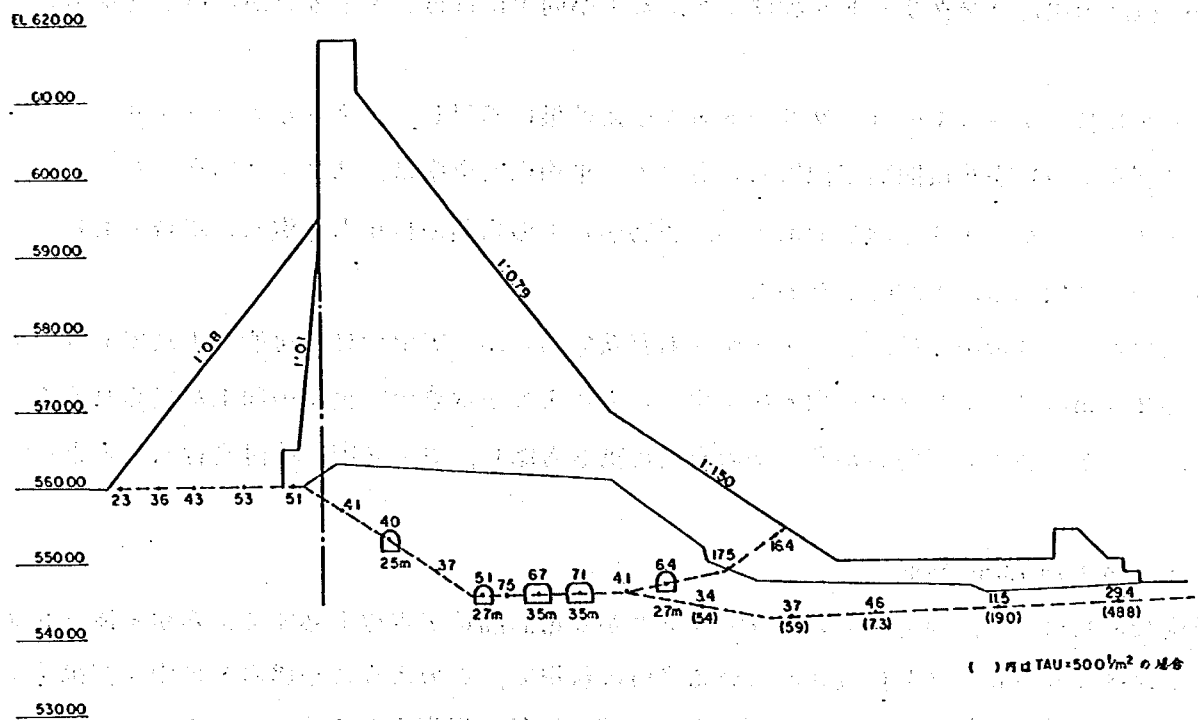


図-1.8-3 No. 13 + 7.5m断面
ダウリング+フィルット効果による点安全率図

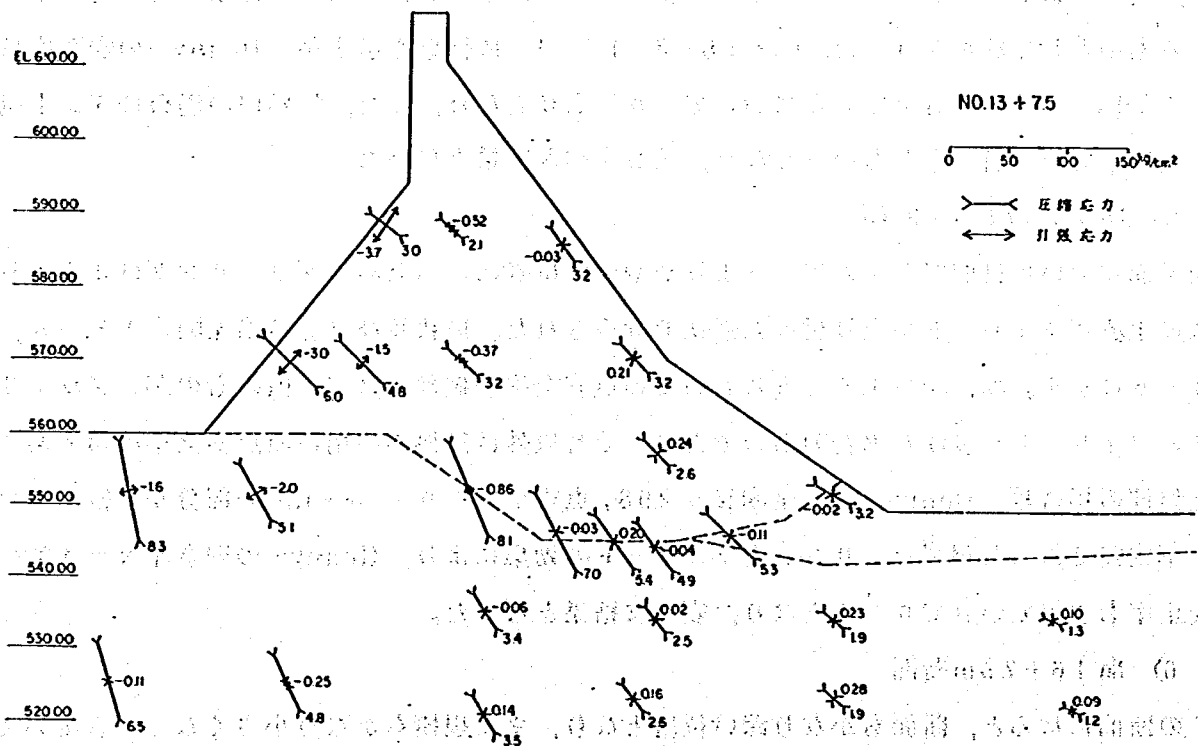


図-1.8-4 No. 13 + 7.5m断面
ダウリング+フィルット効果による主応力図

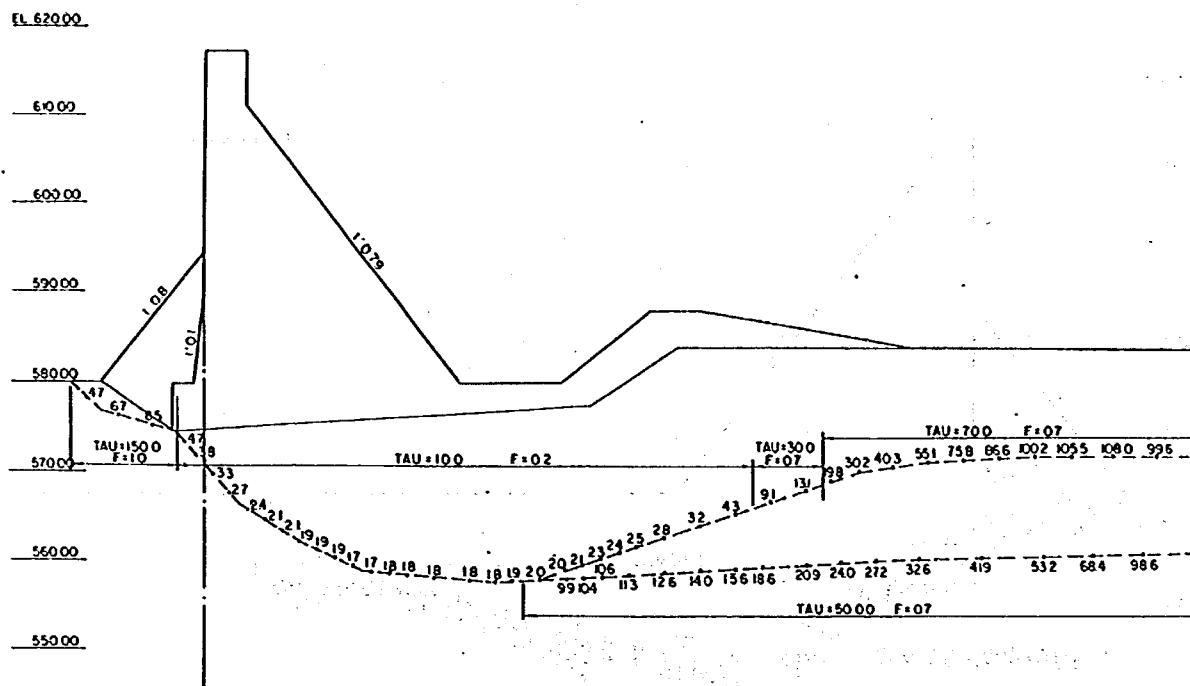


図-1.8-7 No.16 + 7.5 m断面
フィレット効果による点安全率図

り大きくなることが十分考えられた。従ってこれをダウリングの施工止め断面として差支えないと判断された。

3-7) 結 論

以上の解析の結果から、フィレット取付け及びダウリング工によってダム安全性は確保できることが判明した。表-1.8-1に処理工法を整理する。

表-1.8-1 最終処理工法

断 面	ダウリング工	フィレット
No.13 + 7.5 m	幅 2.5m - 1本 2.7m - 2本 3.5m - 2本 計 5 本	幅 27.60m 勾配 1 : 0.8
No.15 + 7.5 m	幅 2.5m - 4本	幅 15.50m 勾配 1 : 0.8
No.16 + 7.5 m	な し	幅 11.60m 勾配 1 : 0.8

4. 処理工事

4-1) ダウエリング工

ダム本体が既に数リストコンクリート打設が行なわれている状況のもとでの基礎岩盤内の工事は、困難を極めた。横坑内のコンクリート打設は、標高の低い左岸側から順次右側に進められ、右岸側のコンクリート施工をやり易くするために、作業用竖坑が掘削された。また、コンクリート打設後、岩盤と打設コンクリートの間隙が残らないようコンタクトグラウチングが行なわれた。

横坑掘削時には周囲の岩盤を傷めぬ様、細心の留意がなされたが、坑道内コンクリート閉塞部切羽からグラウチングを行い、またダム本体側からも、ダウエル坑周辺の岩盤に向けて多数のコンソリグアウトが実施された。ダウエル施工図を図-1.8-8に示す。

4-2) フィレット取り付け工

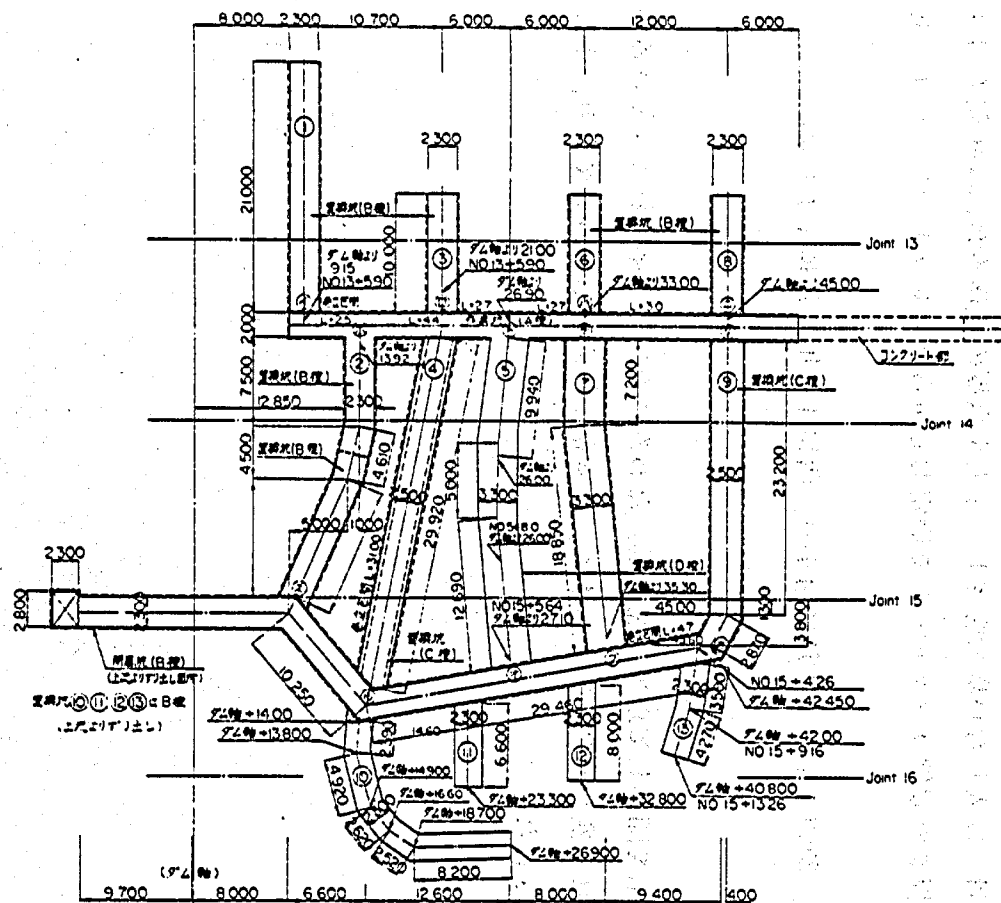
上流側の新フィレットは、既に立ち上がっている本体コンクリート部と一体化するように施工しなければならないため、まず、既設コンクリート打継目のグラインダーによる清掃から始まり、フィレット打設完了後の厳塞時のグラウチングが行なわれた。

最も注意が払われたのは止水工であり、新しく打設されたフィレット背面と既設本体コンクリート表面の間に水が絶対に侵入しない様考慮され、また止水板の埋込みは、本体側の旧コンクリートをはつり、止水板を無収縮コンクリートで固定してからフィレットのコンクリートを打込むようにした。

以上の弱層対策工事は、昭和47年12月に始まり、昭和49年5月に完了した。

5. 湛水後のダムの挙動

昭和50年10月に湛水を開始して以来、漏水量、たわみについて観測されてきているが、これによると漏水量は少なく変化していないし、また、ダム基礎の変位も落着いており、よってダムの安全は十分に確認された。



作果坑断面图 L=4515

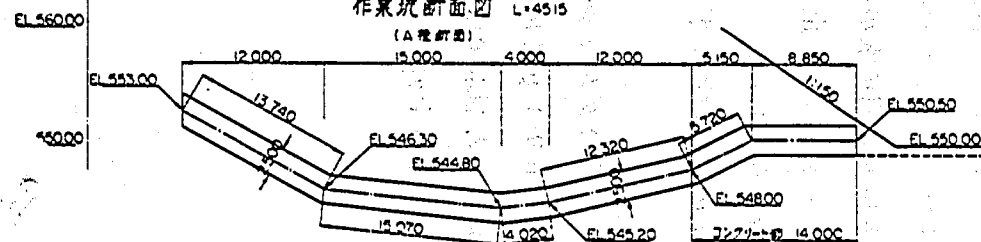
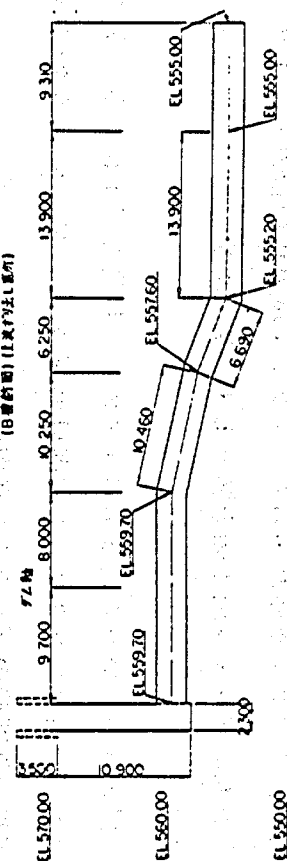
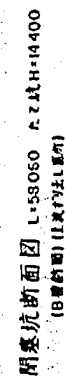
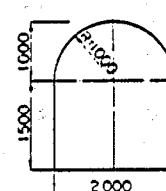


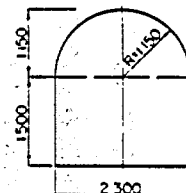
図-1.8-8 ダウエリング施工図



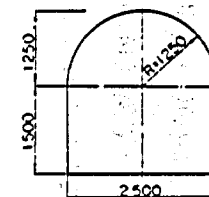
A 種断面



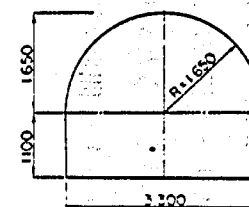
日裡断面



C 複訂面



D 渣断面



1.9 大石ダム

1. ダムの概要

大石ダムは、荒川左支川大石川上流の新潟県岩船郡関川村大石地内に昭和53年に完成した高さ87mのコンクリート重力式の多目的ダムである。

2. 問題点

ダムサイトの基岩は、角閃石黒雲母花崗岩であるが、その特長は、熱変質を受けミロナイト化され、かなり脆弱となっている個所があり、その部分が比較的連らなっている部分をF-2、F-3断層と称している。特にF-3断層は10～15mの幅を持ち、堤体最大断面の9～11ブロックと斜交しており、堤体最大断面を堤軸方向に単位幅にとると上下流方向に堤幅の $1/2 \sim 2/3$ の割合で断層が占めることとなり、ダムの安定性に大きな影響を与えるものであった。平面図を図-1.9-1に示す。

3. 解析

3-1) 堤体断面の設計計算

ダムの最大断面がF-3断層に載ることから、安全性、施工性、経済性等からの検討を加え、基本形状を決定するものとした。

解析手法は、2次元有限要素法を用いて行うこととした。1ブロックすべてが弱層中にあるわけではないことから3次元計算は省略された。計算に用いた岩盤条件は、現地の岩盤試験の結果次のように定めた。

弾性係数 堅 岩 : 100,000 kg/cm²

弱層 (F-3断層) : 10,000 kg/cm²

(ダムコンクリート) : 200,000 kg/cm²

せん断強度 堅 岩 : $\tau_0 = 250 \text{ t/m}^2$ $f = 1.0$

弱 層 : $\tau_0 = 100 \text{ t/m}^2$ $f = 1.0$

まず、すべての外力に対してMiddle thirdの条件を満足する基本三角形断面においてダムベースがすべて硬岩である場合のHennyの安全率を求めると、 $N = 4.46$ となる。それに対し弱層がベースの $1/2$ を占める場合、 $2/3$ を占める場合について同じくHennyの安全率を計算すると、 $1/2$ のもので $N = 3.50$ 、 $2/3$ のもので 3.17 となり、設計基準に定められている $N = 4.0$ に満たない結果となった。

次に、ダムベースの $1/2 \sim 2/3$ を弱層が占める種々のケースにおいて、FEM計算により、着岩面における点安全率を求めるとほとんどの点において2.0以上の値となるが、平均安全率 N を算出すると $3.5 \sim 3.9$ と、Hennyの安全率よりやや安全側の値となるだけで、それでも4.0に満たないことが判明した。また、FEM計算結果によると、下流端に弱層がある場合が最も

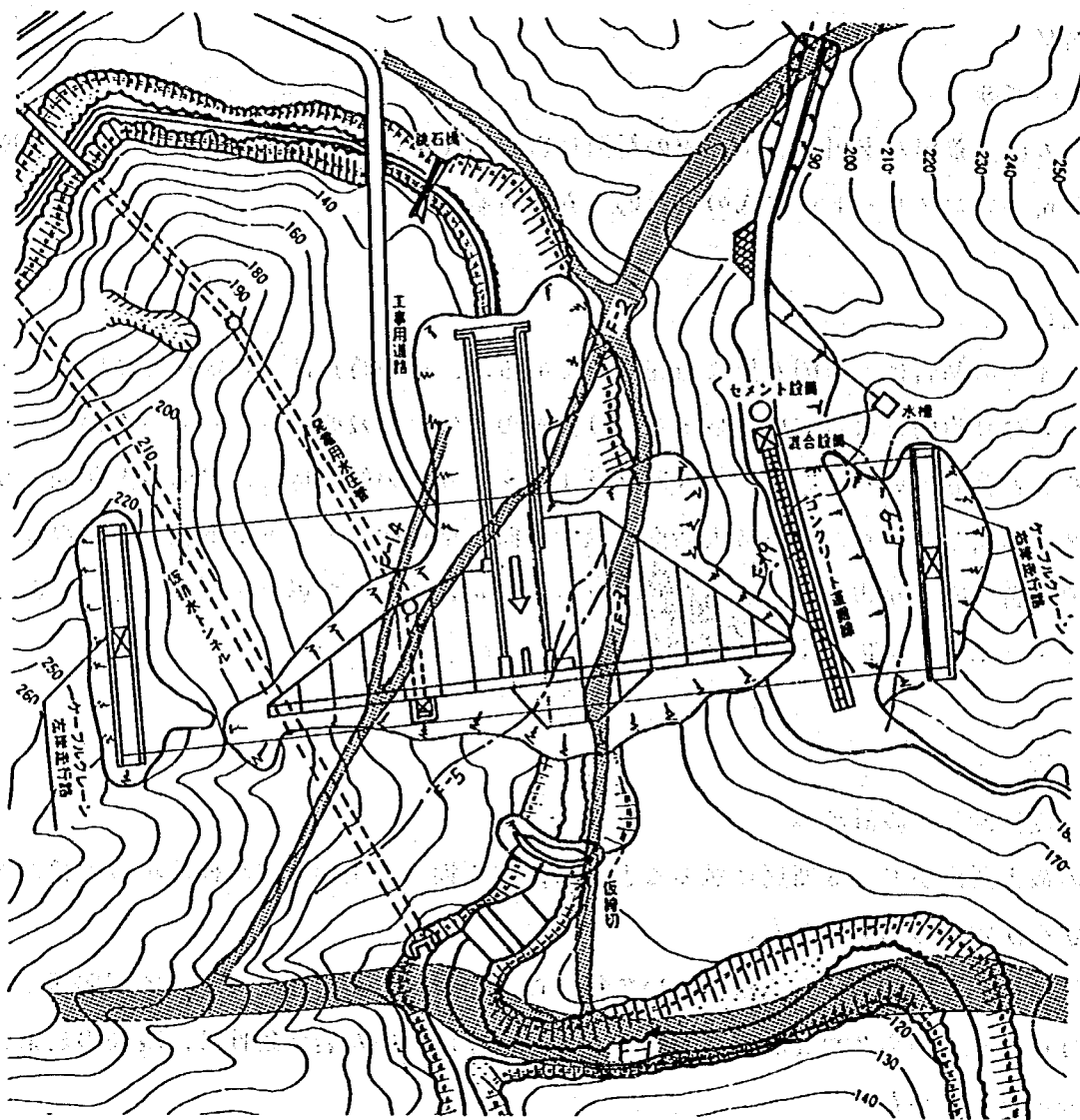


図-1.9-1 ダム平面図

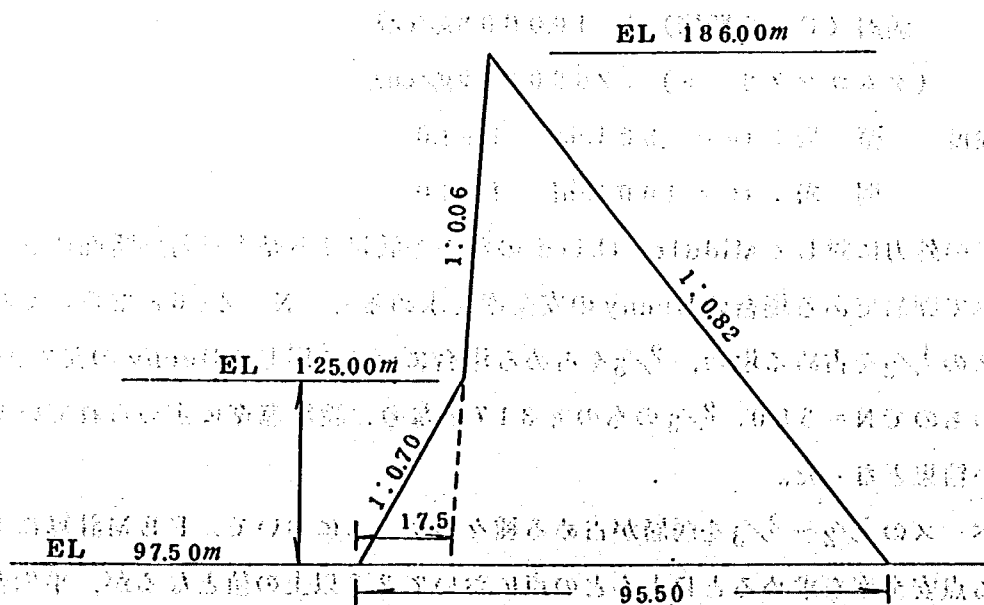


図-1.9-2 最終設計基本形状

危険であり、この場合だと、ダム下流端の弱層部分で点安全率が2.0に満たないこととなり、また、ダム上流端には大きな引張応力が発生する。

3-2) 最終設計基本形状

これまでの検討の結果、基本三角形のままでは安全率が不足していることが判明した為、上流側にフィレットを設けることにより、安全性の向上を図ることとした。フィレットの大きさについては、弱層の占める割合の多い第10ブロックについて堅岩と弱層とのそれぞれの面積と強度の関係から決定した。最終設計基本形状を図-1.9-2に示す。これにより、第10ブロック全底面積におけるHennyの安全率は $N = 4.19$ となった。

3-3) 安定解析

弱層が下流端にある場合以外においては、フィレットを設けることにより、安全性は確保されることになるが、弱層が下流端付近にある場合の安全性については、FEM計算によって検討する必要があった。計算ケースとしては、堤体断面の決定の際に用いた形状にフィレットのみを取り付けた場合(ケースB)の他に、弱層の上部5mをコンクリートでプラグした場合(ケースC)、上部10mをプラグした場合(ケースD)の計3ケースについて計算が行われている。

計算結果より、着岩面の点安全率 n 及び σ_y 、 τ_{xy} について無処理の場合(ケースA)を含めて比較したものを図-1.9-3及び1.9-4に示す。これによると、ケースA→B→C→Dとなるに従い、点安全率は全体に向上しており、また堤体上流端で作用している鉛直方向引張応力(σ_y)の値も減少していく傾向を示しているが、下流端における点安全率については向上しておらず、全ケース共 $n = 2.0$ を割ってしまっている。

FEM計算によって求められる解析節点の応力は、その周辺の要素応力を平均したものであり、ダム着岩面における応力とは、コンクリート内応力と岩盤内応力との平均値を表わしている。

弱層がコンクリートに比べて著しく軟かく変形し易いもの場合は、当然弱層内の応力伝達はコンクリートのそれに対して小さい筈であり、特に弱層の一部をコンクリートで置換する場合においては、コンクリート部に荷重が集中することは明らかである。これらのことから、着岩面における応力は実際の岩盤内の応力に対して大きな値となっていることが考えられた。

上記のことから、特に点安全率が2.0を割っている下流端について岩盤内の要素応力から点安全率を求めたものを図-1.9-5に示す。これより、フィレットを設けたのみのケースBについては、堤体下流端でわずかではあるが点安全率 n が2.0を割っている。また、弱層をコンクリートで置換する場合においては、置換コンクリート下流端の岩盤内でせん断応力が急増しており、コンクリート厚が5mの場合(ケースC)だと、一部分ではあるが点安全率が2.0を割っている。これは、コンクリート部分に極端に大きな荷重が集中し、それがそのまま背部の岩盤に伝達される為だと考えられる。

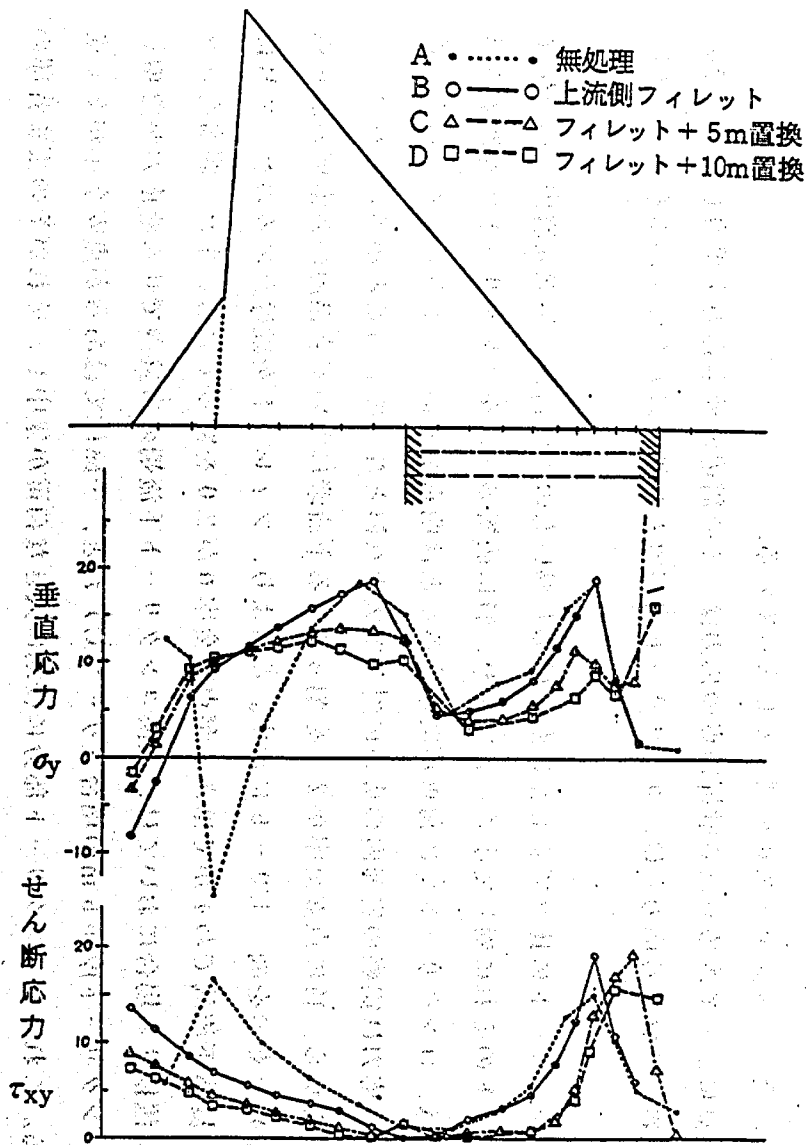
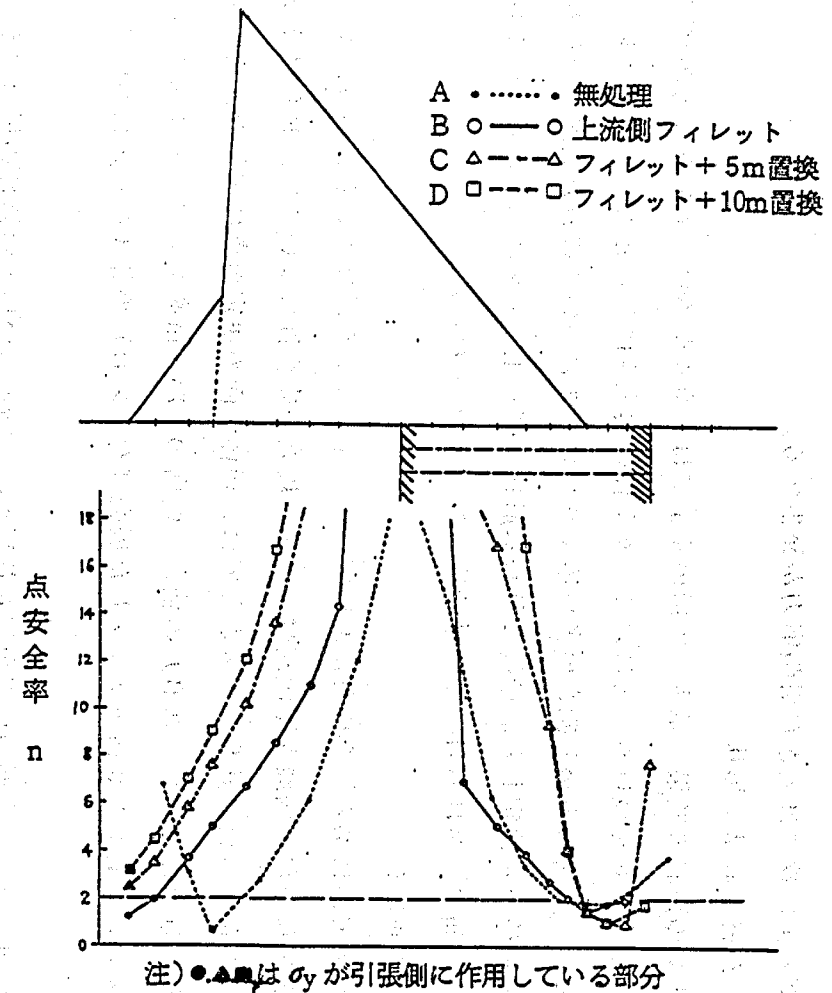


図-1.9-3 各ケースの σ_y, τ_{xy} の比較



注) ●, ▲, ■ は σ_y が引張側に作用している部分

図-1.9-4 各ケースの点安全率の比較

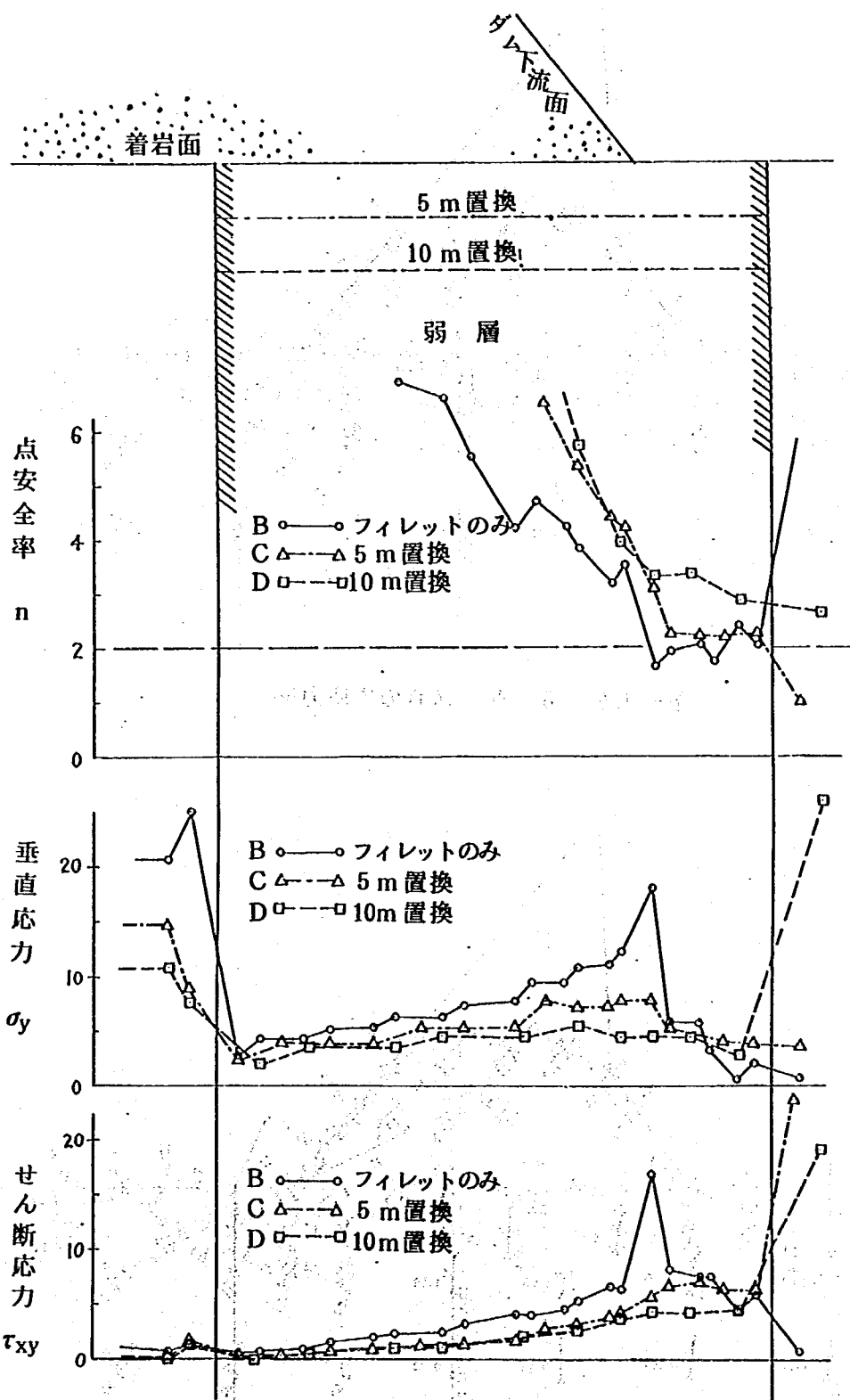


図-1.9-5 着岩面下流端の点安全率 (要素応力)

図式引継ぎの式や、V-6-1-10

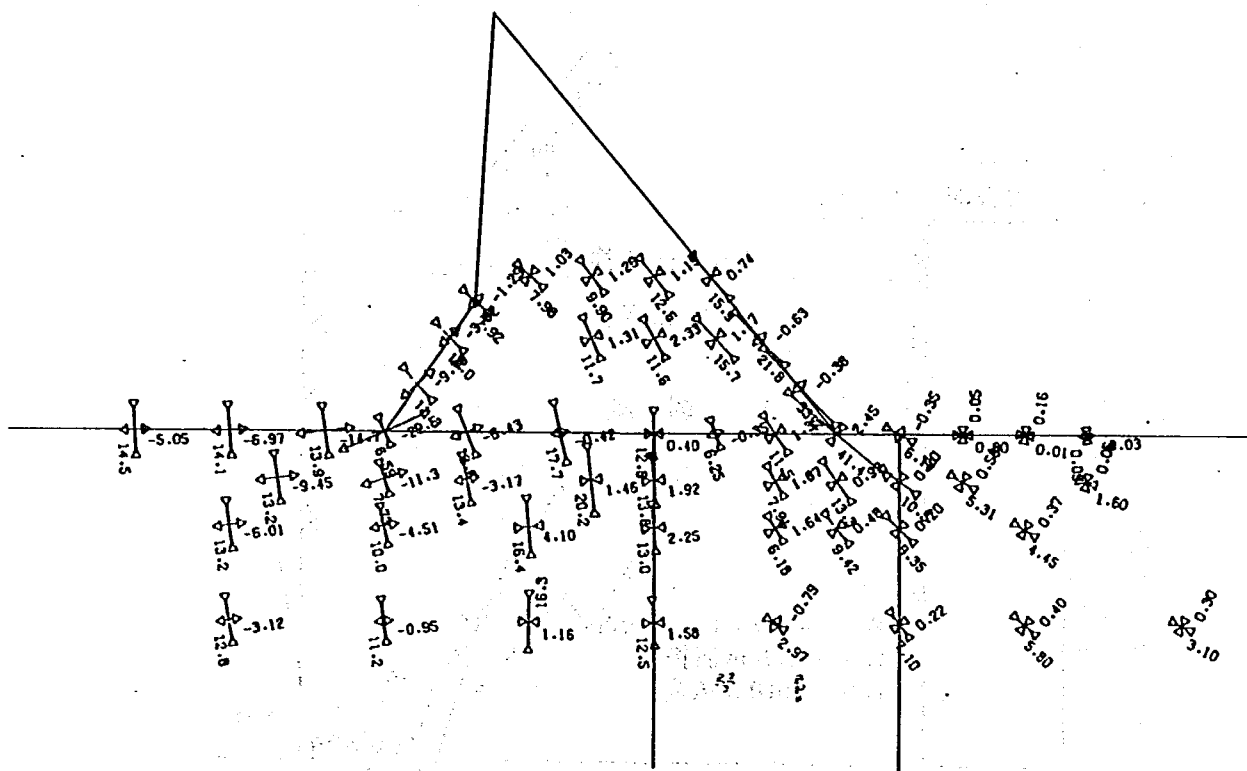


図-1.9-6 ケースBの主応力図

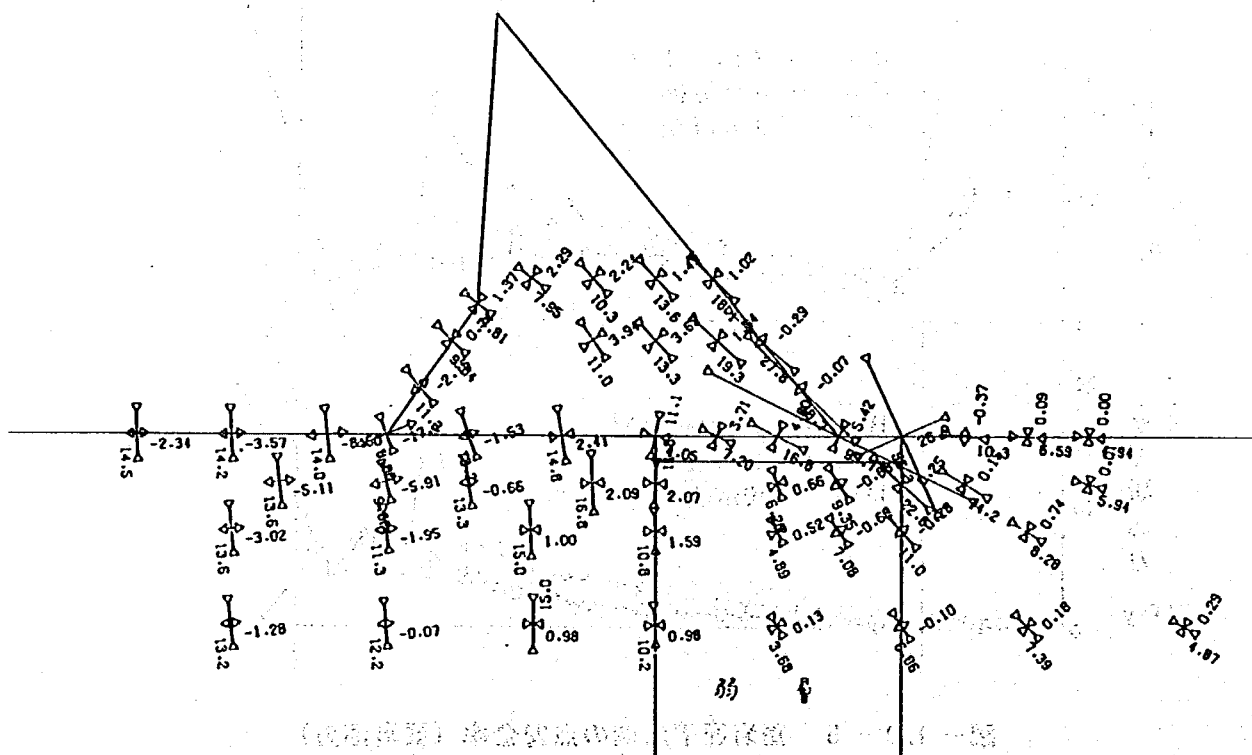


図-1.9-7 ケースCの主応力図

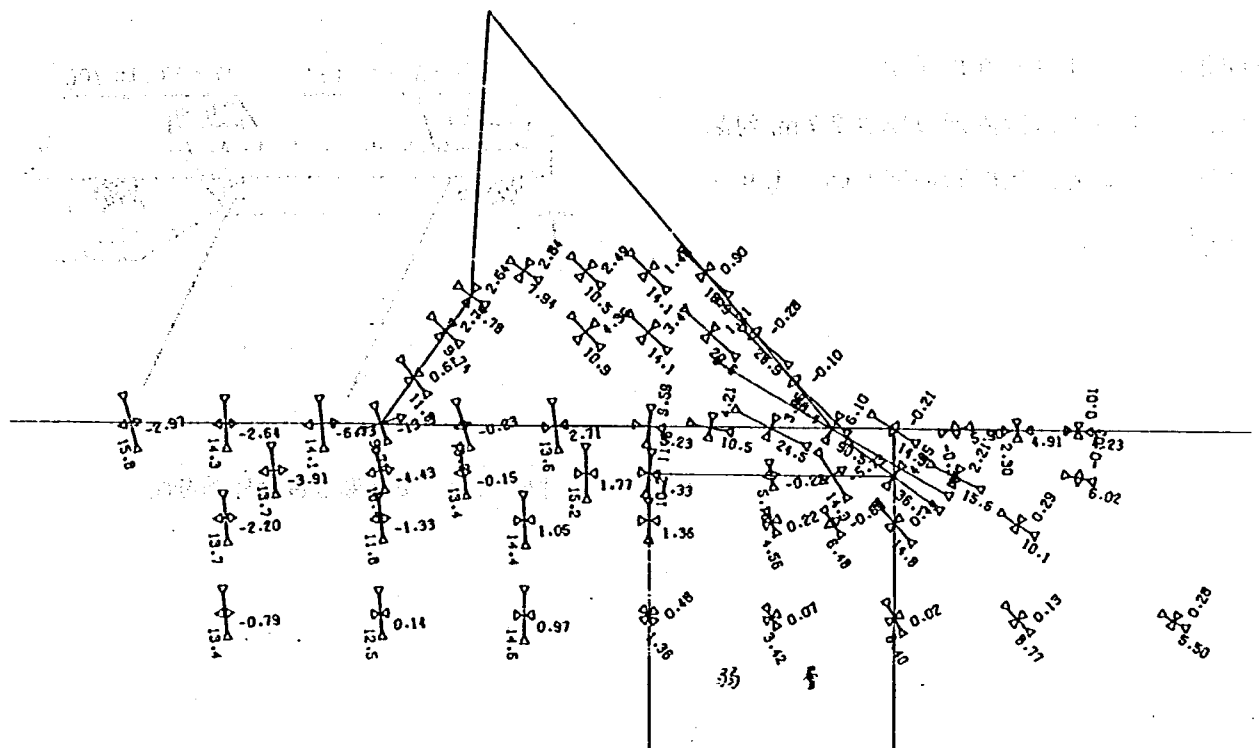


図-1.9-8 ケースDの主応力図

ケースB, C, Dの主応力図を図-1.9-6, 1.9-7, 1.9-8に示す。上流端の引張応力が $\rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D$ に従い減少しており、また置換コンクリート部分に荷重が集中し、下流側の堅岩に伝達されているのが良く判る。

3-4) 解析のまとめ

- ① ミドルサードの条件より求まる基本三角形において断層がダム底面の $1/2 \sim 2/3$ を占める場合のHennyの安全率の不足は、上流側にフィレットを設けることにより解決される。
- ② 下流端に弱層がある場合の点安全率の不足と上流端引張応力については、フィレットによる効果で不足する分は、弱層上部をコンクリートで置換えることによって満足される。ただし、置換コンクリートの形状、規模については置換コンクリート背部の岩盤に応力が集中し、返って安全性を損ねることがある為に現地の地質状況とも合わせて充分検討する必要がある。

4. 処理工事

以後の現地調査の結果、ミロナイト化されたF-2, F-3断層の性状は設計当初の予想より劣化部分が少ないことが判明し、先に述べたような大規模なコンクリート置換工は必要ないとされた。実際の置換コンクリート厚は2~3m程度である。コンクリート置換え以下については、入念なグラウト処理が行われ、最終ルジオン値は1.5程度に改良された。断層置換工の

標準断面図を図-1.9-9に示す。

上流側フィレットは計画通り厚さ27m, 勾配1:0.7で施工された。標準断面図を図-1.9-10に示す。

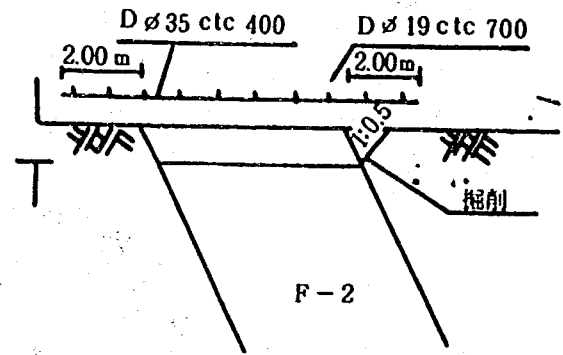


図-1.9-9 断層置換標準断面

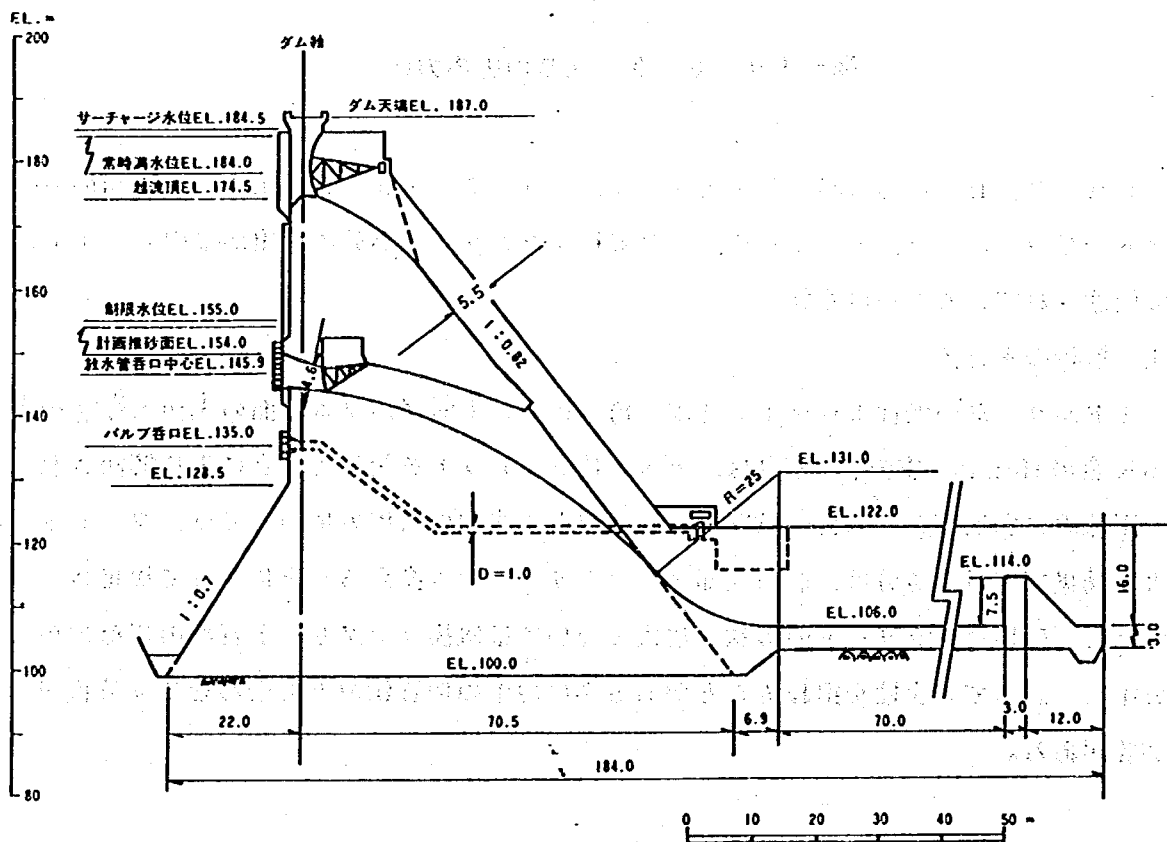


図-1.9-10 標準断面図

1.10 大渡ダム

1. ダムの概要

大渡ダムは四国の仁淀川中流に昭和57年度完成を目処に、現在建設中の高さ96mの重力式コンクリートダムであり、洪水調節、各種用水及び発電を目的とした多目的ダムである。

以下に示す諸解析は、基礎岩盤の掘削により、ダムサイトの地質性状が判明した昭和50年前後に行なわれたものである。

2. 問題点

当ダムサイトの地質は、ダム軸付近を境に上流が粘板岩、砂岩で、下流はチャートを葉片状に挟んだ輝緑凝灰岩となっている。このうち下流の凝灰岩は一般に蛇紋岩化して部分的に特にその程度の著しい区域（CL級）が存在する。100mクラスのダムにおいて堤体から伝達される応力の大きい堤趾付近にこのような悪い岩盤が存在した経験は今までになかった為に、断層の解析とは異なるが、大きな問題であり、その安全性についてチェックしたものである。

3. 安定解析

3-1) 解析手法及び解析条件

解析手法はFEM2次元弾性計算による。計算断面は作用する外力が大きく、岩盤状態も比較的悪いToint12断面を用い、地質構造は、図-1.10-1に示すようにモデル化された。

解析ケースとしては図-1.10-2に示すように、基本形状（ケース1）の他に、フィレットを増大する案（ケース2、ケース3）及びCL級岩盤の一部をコンクリートで置き換える案（ケース4、ケース5、ケース6）の計6ケースとされた。

荷重条件は、洪水時に地震力（地震係数 $k/2 = 0.06$ ）が作用する状態を想定し、揚圧力は上流端で水圧の100%、排水孔の位置で20%、下流端で0%、その間は直線変化とした。

安全性の評価方法としては、次の示す3項目について検討した。

- (1) せん断摩擦安全率 $N \geq 4.0$
- (2) (局所)点安全率 $n \geq 2.0$
- (3) CL級岩盤に対しての浮き上がり点安全率 $n' \geq 1.2$

ここで、(1)(2)については、従来どのダムにおいても安全性の基準とされてきたものであるが、(3)については当ダムCL級岩盤のみにおいて定められた特殊な基準である。すなわち、一般の点安全率に用いる岩盤の強度は破壊強度であるのに対して、浮き上がり点安全率は弾性限度（浮き上がり点）における強度を用いて点安全率を計算するものであり、作用する応力が弾性限度内の応力であることが安定上必要であると考えたものである。

岩盤の物理常数は表-1.10-1に示す通りとした。

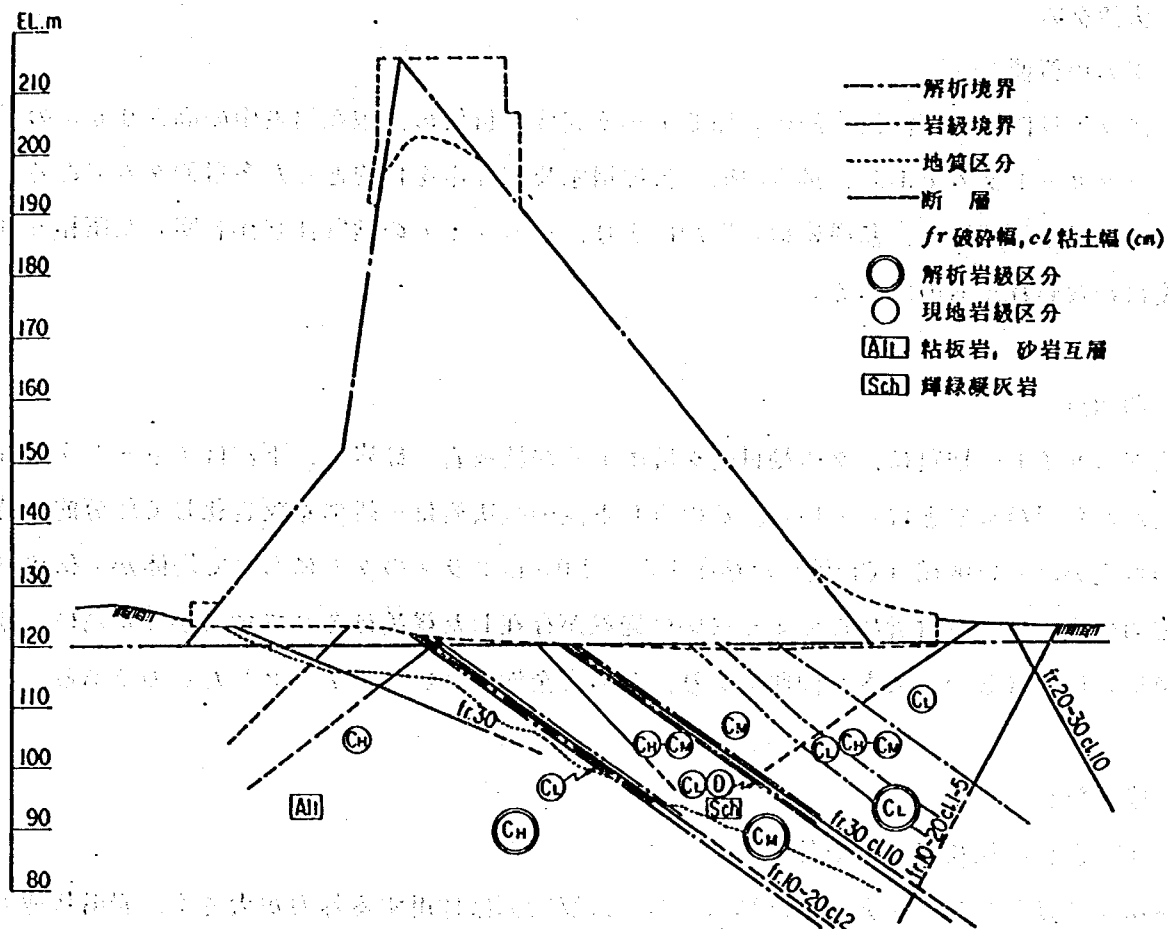


図-1.10-1 地質鉛直断面図 (Joint 12)

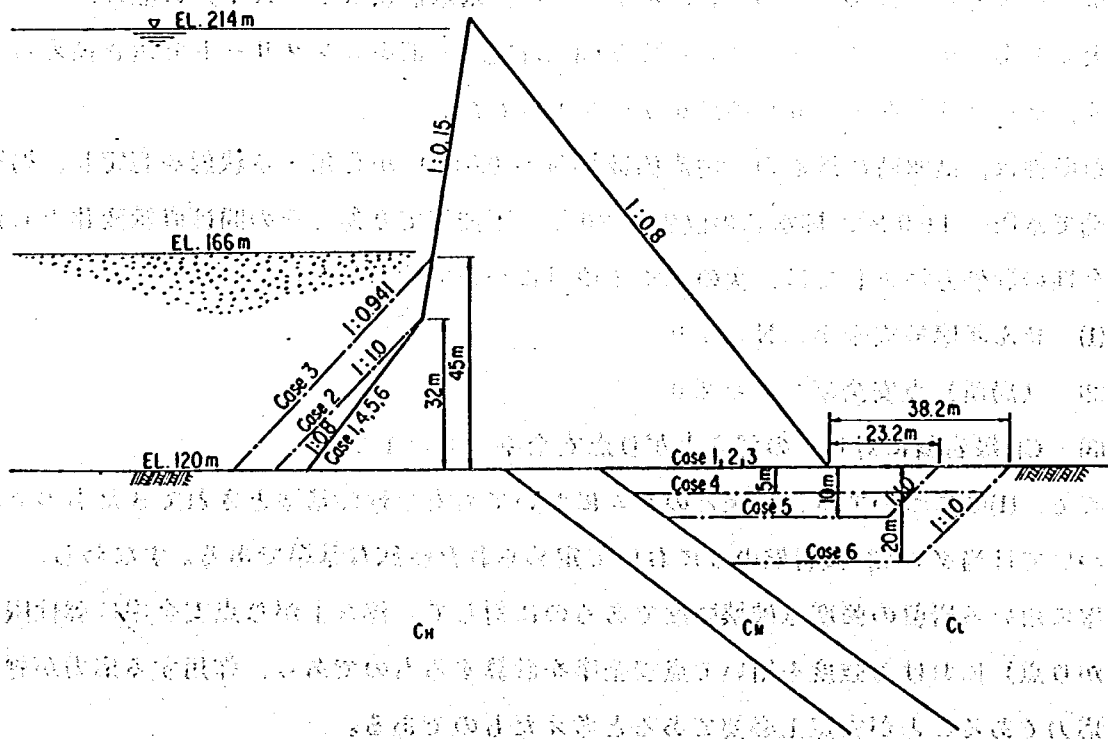


図-1.10-2 解析ケース図

表-1.10-1 岩盤の物理常数

岩 級	せん断強度		弾 性 係 数 E kg/cm ²	ポアソン比 ν
	純せん断強度 τ_0 kg/cm ²	内部摩擦角 f		
CH	20	55°	90,000	0.2
CM	12	55°	30,000	0.2
CL	7	45°	10,000	0.2

3-2) 解析結果

最大断面における6ケースの計算結果は、次に示す通りとなった。

- ① 基本形状では上流端付近で引張応力が発生し、この引張応力値減少に最も効果のある案は、フィレット増大案のケース3である。また、コンクリート置き換え案では、置き換えの深さが20mであってもわずかな効果しかない。
- ② せん断摩擦安全率はいずれの案でも $N \geq 4.0$ となった。
- ③ 着岩面での点安全率はいずれの案においても上、下流端で2.0を切る部分が生じるが、その区間は短かく、連続した滑り面を形成するに至らないので、問題視しなくとも良い。
- ④ CL岩盤内に想定した破壊面上の浮き上がり点安全率は、基本形状とフィレット増大案では変わりなく、コンクリート置き換えでは低い値となった。

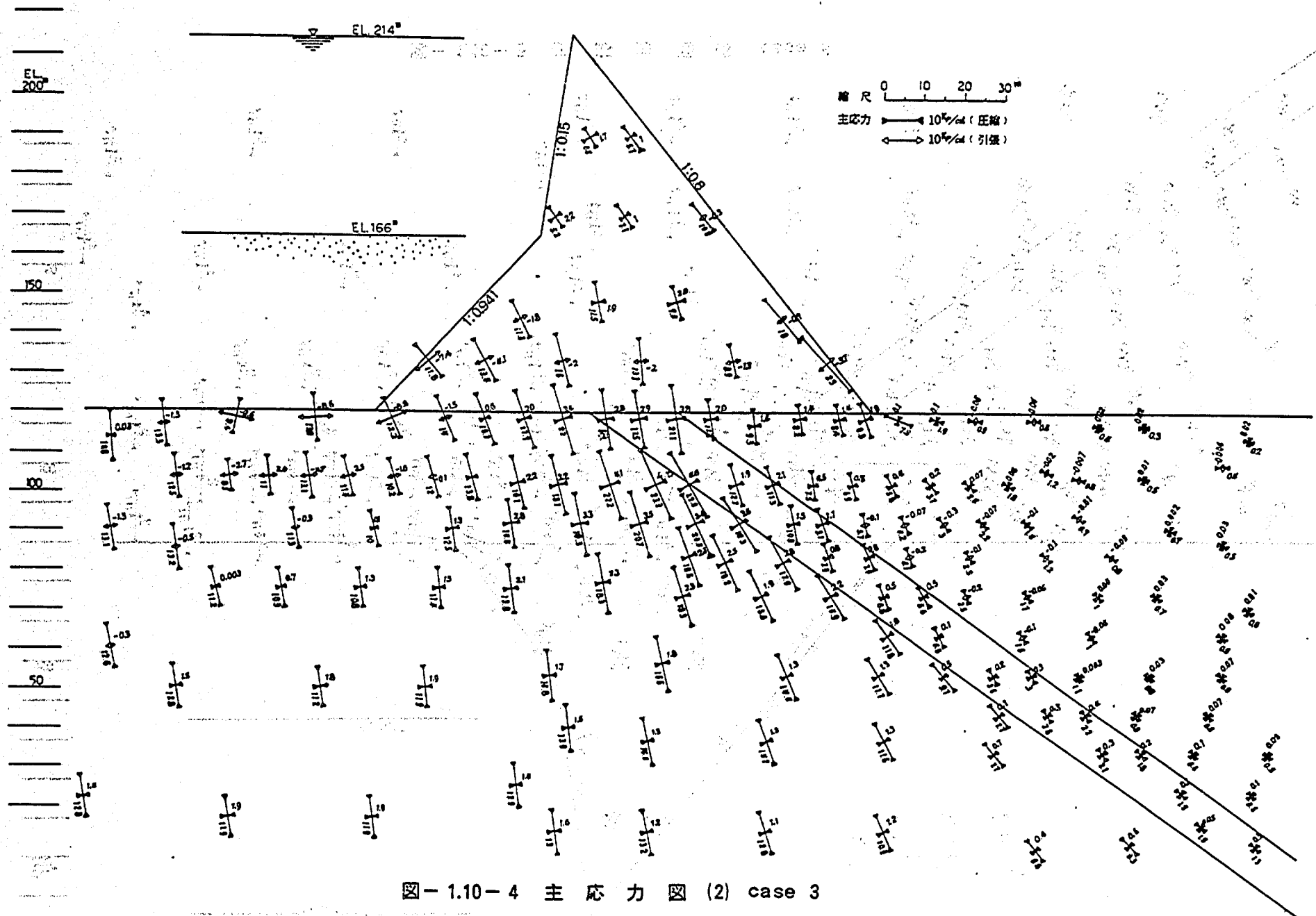
上記のことから、フィレット増大案（ケース3）が最も優れた案であることが判明した。ちなみにケース1（基本形状）、ケース3（フィレット増大案）、ケース6（コンクリート置き換え20m）のそれぞれの主応力の分布及び諸安全率は図-1.10-3～10-8に示す通りであった。

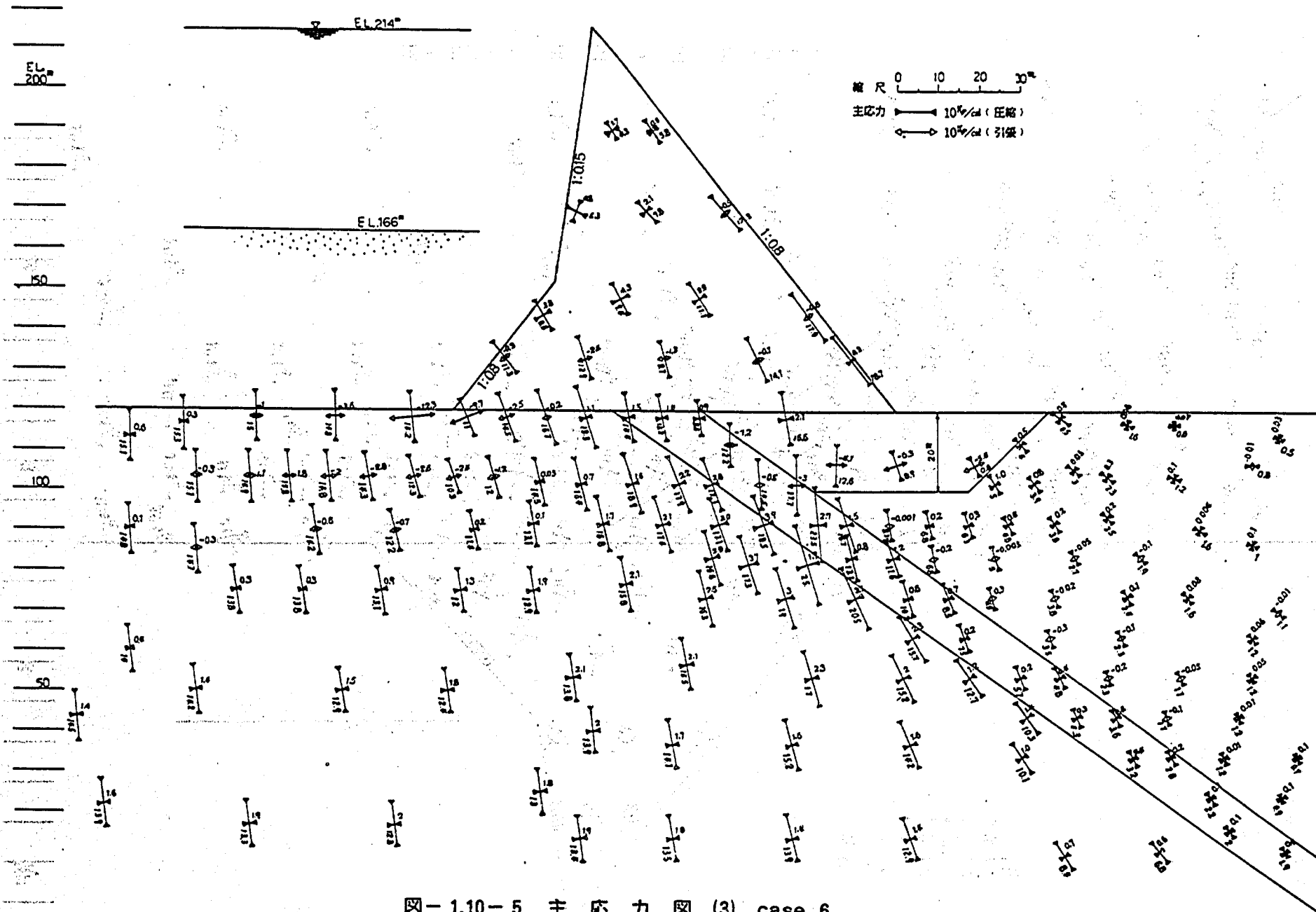
3-3) 結 論

ダムの安定向上について検討した結果、最も効果があると考えられる案はケース3の上流側に大きなフィレットを設ける方法であった。しかし、フィレット増大による安定性向上の度合は大きなものではなく、経済性を考慮すると一概にフィレットの増大を勧められない。

また、CL級岩盤をコンクリートで置き換える方法は、ほとんど効果がない。これは、コンクリート部分が軟弱岩盤の中で浮島的な格好になり、応力を堅岩に伝達できない為である。

結果的には従来の基本形状でも、安全性は変わらないものであり、ダム上流端付近に発生する引張領域と下流端付近の浮き上がり点安全率に対して危険な区域では岩盤のゆるみを除去して、ゆるみによる破壊の助長を予防することで安全性は確保できるものと判断された。また、場合によってはフィレット上流端部をフーチング状に厚さをもたせたり、鉄筋を挿入して補強することは、有効であろうとされた。





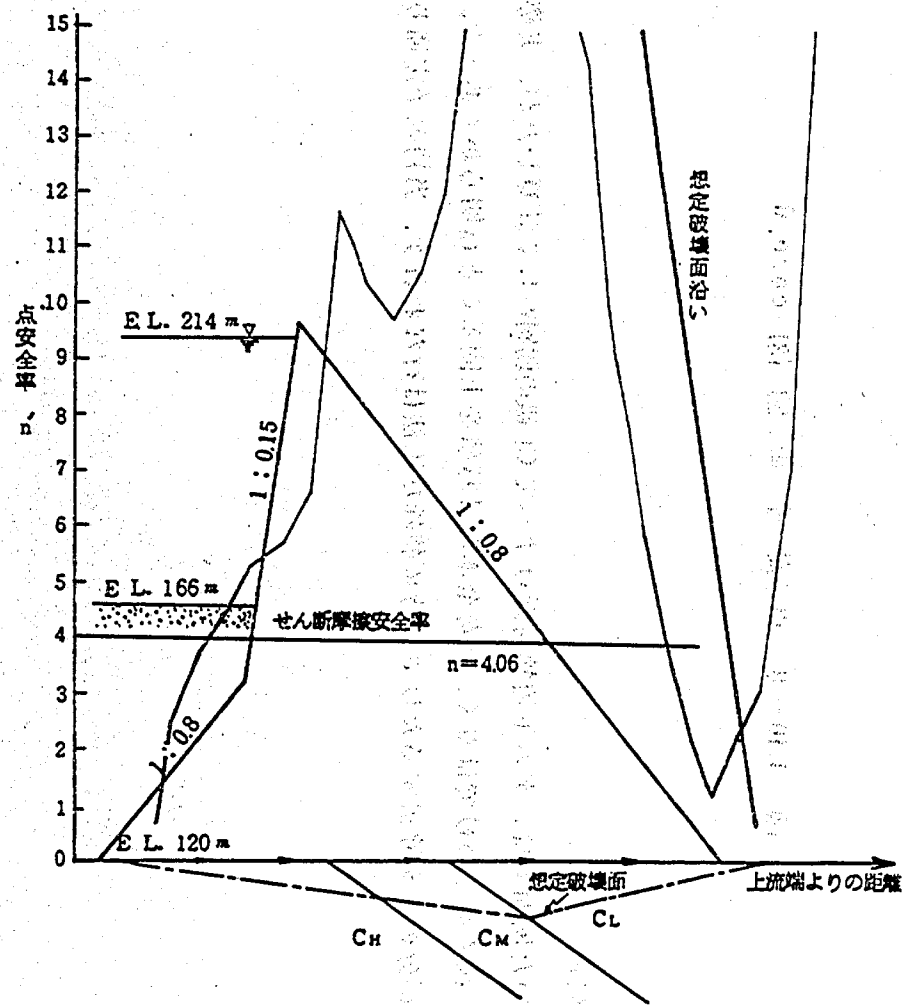


図-1.10-6 点安全率図 (1) case 1

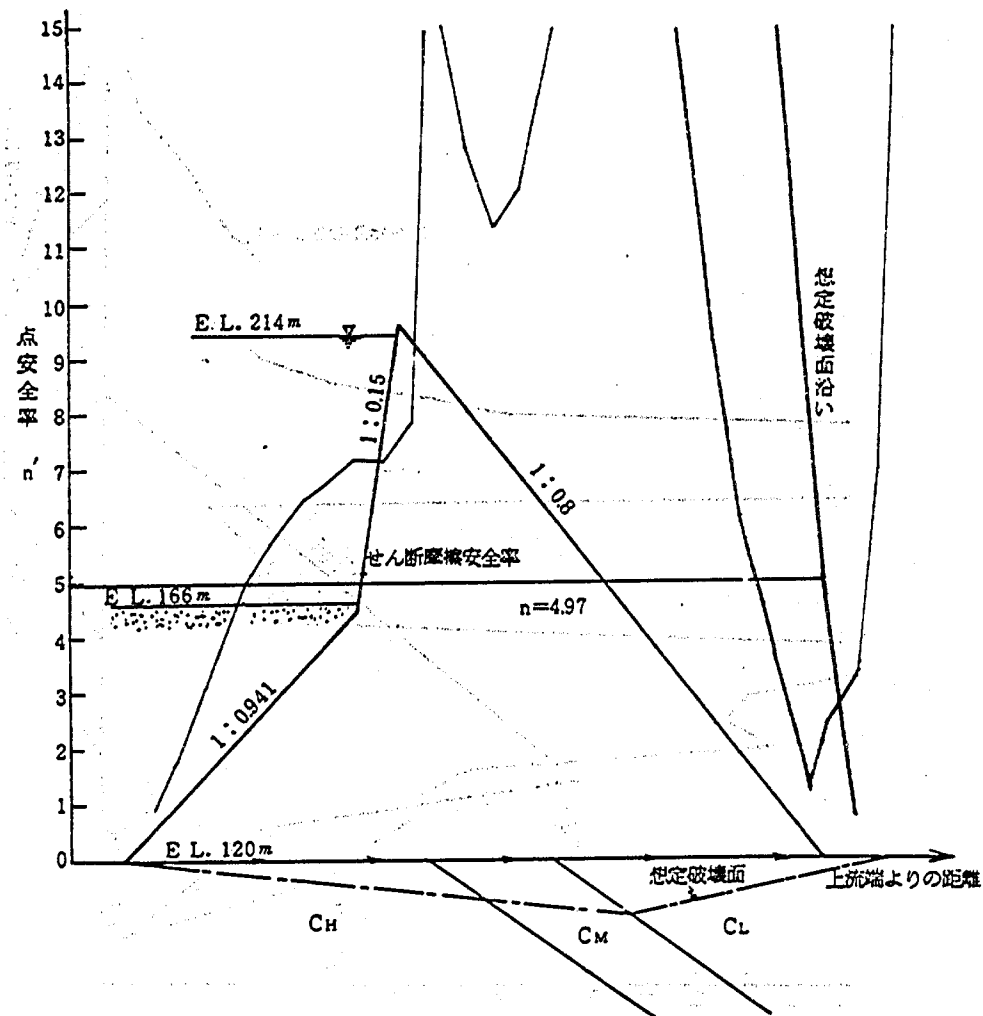


図-1.10-7 点安全率図 (2) case 3

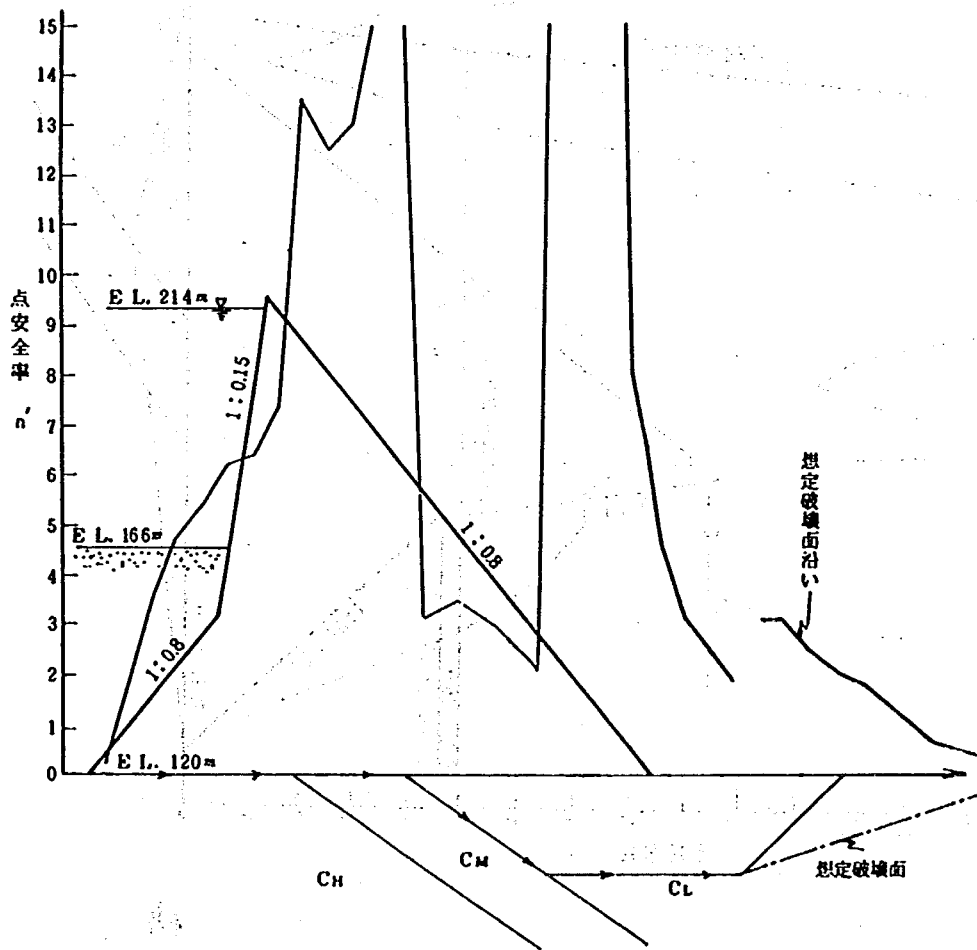


図-1.10-8 点安全率図 (3) case 6

4. 実際の処理

計算に用いた断面では、ダム下流端付近はすべてCL級の弱層として計算したが、実際的にはすべてがCL級であるわけではなく、点安全率が計算値を上回ることが明らかであった。従って、岩盤の悪い部分のみを除去するだけで、特に特殊な工法は行なわれず、当初の予定通り施工された。

1.11 川治ダム

1. ダムの概要

川治ダムは利根川総合開発の一環として、鬼怒川流域の栃木県塩谷郡藤原に昭和57年完成の高さ140mのアーチ式コンクリートダムであり、洪水調節、かんがい、都市用水及び発電を目的とした多目的ダムである。

2. 問題点

堤高140mの高さの大きいダムにもかかわらず、基礎岩盤には数多くの断層、節理が存在し、ダムの安全性を低下させている。主要断層を図-1.11-1に示すが、このなかで特に右岸のF-8, F-2, F-4, F-6等の断層で切られた岩盤がロッキーピラーを形成しており、ダムのスラストを受けた場合にせん断破壊を起こす危険性があった。また、この右岸の断層の中は極めて狭く、その処理は著しく困難であることが予想された。

従って、ダム軸の選定に当っては、処理のむずかしい右岸に対して、アーチスラストを可能な限り山側に向けて、断層面におけるせん断応力を軽減させるのが最適と考えられ、現在のダム軸が決定した経緯があった。

3. 解析

基礎岩盤のすべり面全体の安全率を求める場合、従来のダムにおいては、2次元スライス上の滑り破壊に対してHennyの公式を用いて解析するのが通例であり、更に詳しい検討が必要な場合には、剛体滑り法、ロッキーピラー法と呼ばれる3次元解析がなされてきた。

上記の安全率が、すべり面の全体安全率であるのに対し、岩盤内の任意の微小部分が応力に対して破壊しないかを判断する点安全率の考え方についても、近年、有限要素法の普及に伴って、容易に行えるようになった。

川治ダムの基礎岩盤の安全性についても、上記の手法を駆使することによって図-1.11-2に示すフローチャートに沿って検討された。

3-1) 解析条件

解析の対象となった断層は左岸のF-1, F-7, 右岸のF-8, F-2, F-4, F-6であり、解析に用いた諸条件は次に示す通りとされた。

○岩盤の条件

堅 岩：弾性係数 $E_R = 50,000 \text{ kg/cm}^2$

ポアソン比 $\gamma_R = 0.2$

せん断強度 $\tau_R = 18 \text{ kg/cm}^2$

摩擦係数 $f_R = 1.0$

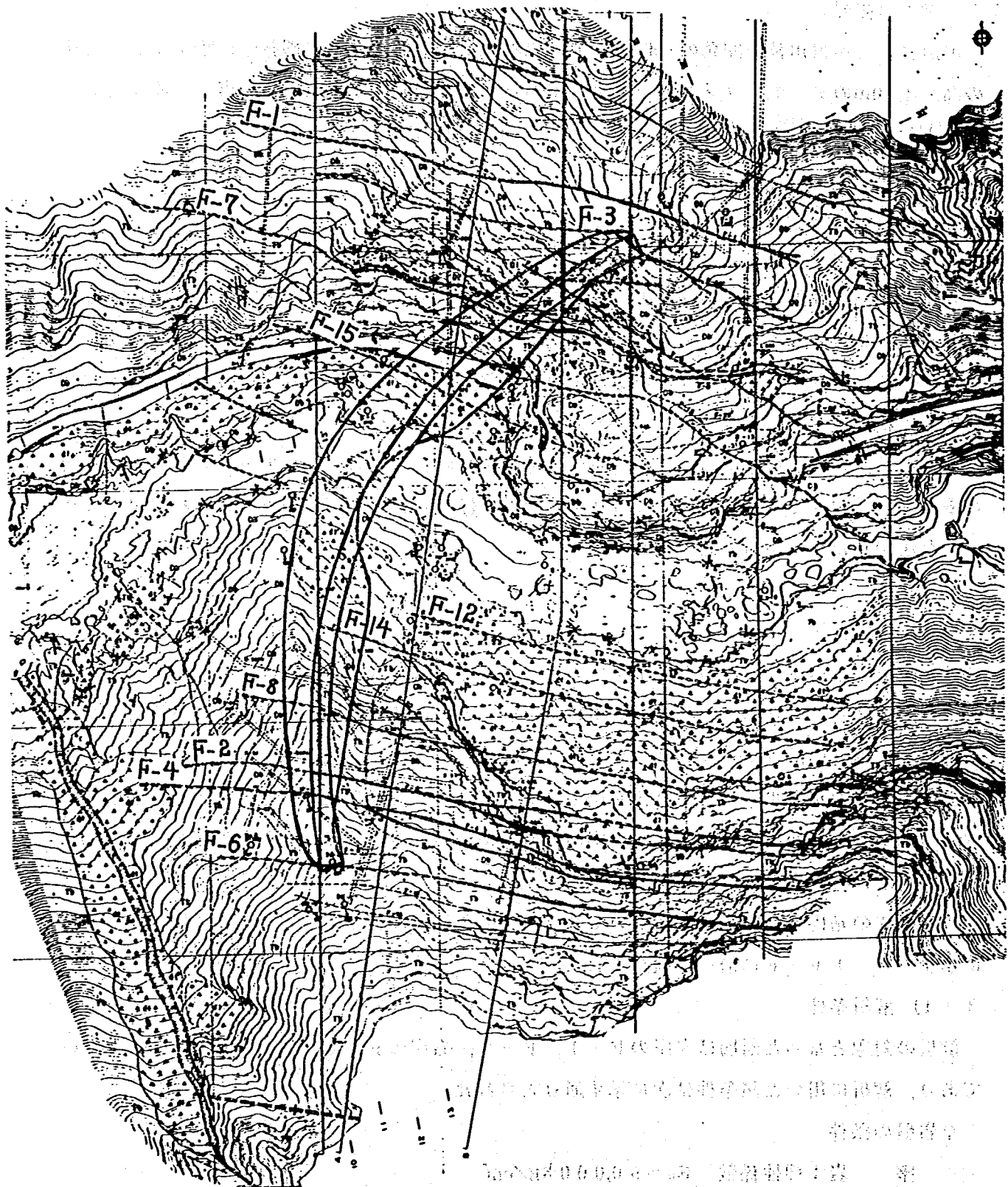


図-1.11-1 ダムサイト平面図

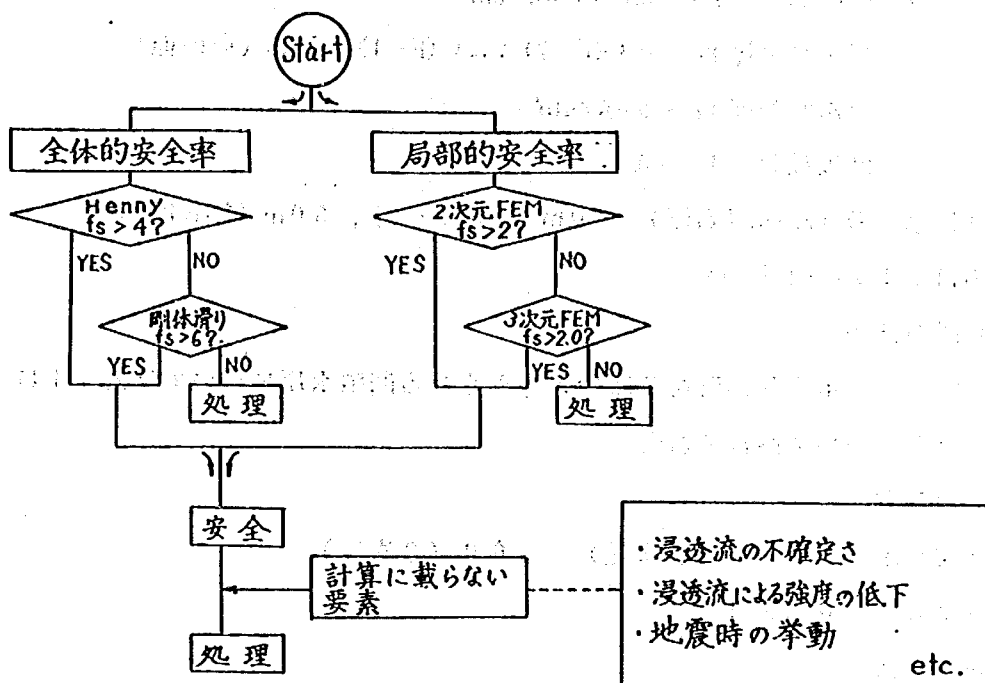


図-1.11-2 川治ダム基礎岩盤の安定性に
安全性に対する検討のフローチャート

表-1.11-1 間隙水圧の評価

位置 間隙水圧 の評価	(A) アバットメント着岩部	B すべり線の出口	(A)-(B) 間の分布
W-0	$U_A = \text{静水圧} \times 0.0$	$U_B = 0.0$	直線分布
W-10	$= \text{静水圧} \times 1.0$	0.0	"
W-5	$= \text{静水圧} \times 0.5$	0.0	"
W-3	$= \text{静水圧} \times 0.3$	0.0	"
略 図			

表-1.11-1 間隙水圧の評価

断 層：弾性係数 $E_F = 5,000 \text{ kg/cm}^2$

ポアソン比 $\gamma_F = 0.3$ (F-7), 0.4 (F-1), 0.25 (その他)

せん断強度 $\tau_F = 3 \text{ kg/cm}^2$

摩擦係数 $f_F = 0.5$

断 層 厚：D=2.5m (右岸), 4.0m (左岸 F-1), 5.0m (左岸 F-7)

地山自重： $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$

○ 間隙水圧の評価

地山の安定性に重大な影響を及ぼすと考えられる間隙水圧については表-1.11-1に示す4通りの分布について解析された。

○ 安全率の基準

全体安全率： $N \geq 4.0$ (2次元) ≥ 6.0 (3次元)

点安全率： $n' \geq 2.0$

3-2) 解析手法

① Hennyの式による全体安全率 (2次元)

Hennyの式による想定すべり線は以下の条件より決定した。

- (1) 滑り線はアバット上流端より始まり、アバット岩着面に垂直に伸び断層に至る。
- (2) 断層から地表に至るまでの滑り線は、断層と 45° の角度をなす。
- (3) この条件の下に安全率が最小となる滑り線を試行により求め、これを想定滑り線とする。

安全率は次式によって算出した。

$$N = \frac{\tau_F l_F + \tau_R l_R + f(V - U_\perp)}{H + U_{\parallel}} \quad \text{.....(1)}$$

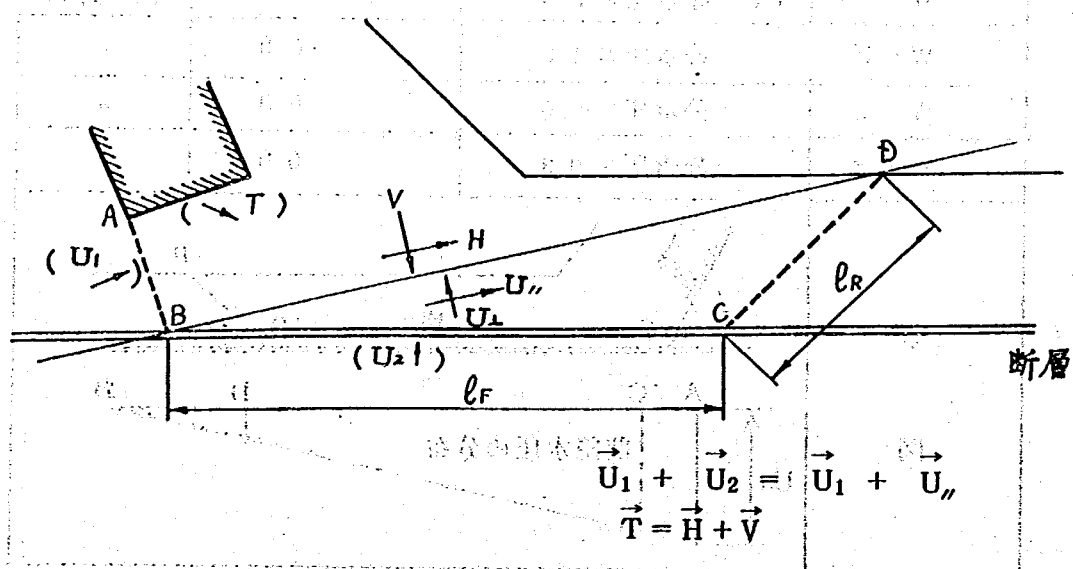


図-1.11-3 外力の分解法

ここに	ℓ_F	断層沿いの滑り線長
	ℓ_R	堅岩沿いの滑り線長
	T	アーチスラスト
	U	間隙水圧
	$H \cdot U_{//}$	上記の力の平均滑り線方向成分
	$V \cdot U_{\perp}$	上記の力の平均滑り線に直な成分

尚, f の値は安全側を見て断層の値 ($f_f = 0.5$) を用い, また A-B 間については滑り線に直交する方向に引張領域となるため, 剪断低抗力を無視することとした。

② 有限要素法による全体安全率 (2 次元)

FEM (有限要素法) による想定すべり線は, Henny の式を用いたときと同様の方法によって決定し, 次式によって安全率を算出した。

$$N = \frac{\sum_{RF} (\tau_0 \Delta \ell + f \sigma \Delta \ell) - \int_{RF} f U d\ell}{\sum_{RF} \tau \Delta \ell} \dots\dots\dots (2)$$

ここに	$\Delta \ell$:	滑り線沿いの要素の長さ
	$\sum_{RF}$:	滑り線沿いの和
	$\int_{RF} * d\ell$:	滑り線沿いの積分値
	τ_0, f :	剪断強度, 摩擦係数
	σ, τ :	すべり線沿いの直応力, せん断応力
	U :	間隙水圧

解析モデルは, Henny の方法と同様 A-B 間の低抗を無視するために図- 1.11-4 に示す形状とした。

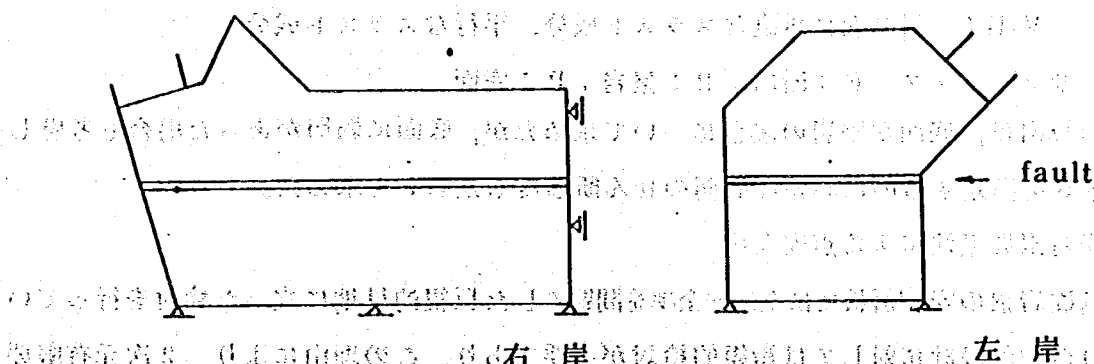


図- 1.11-4 FEMによる解析モデル

剛体すべり法による計算が行なわれた。

えるすべり線の包絡面からなる岩盤マスとし、底面は水平とした。

に作用するわけであり、有限要素法による岩盤内の応力分布をもとに外力を割りふった。

また、抵抗力については、側面の他に底面のせん断抵抗も考慮されることになる。

安全率は次式によって求められた。

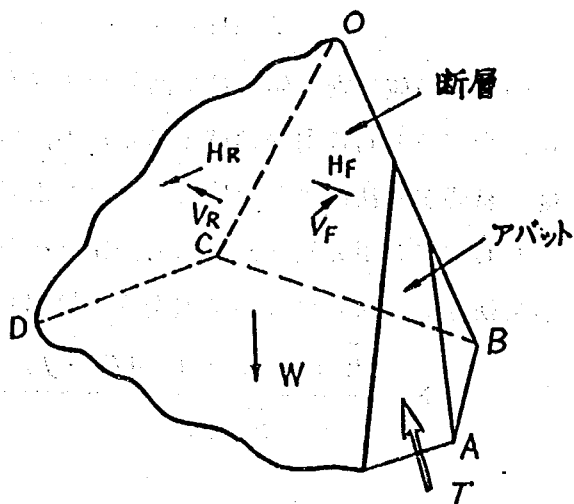


図-1.11-5 剛体滑り法解析モデル

$$N = \frac{\tau_F A_F + f_F (V_F - U_F) + \tau_R A_R + f_R (V_R - U_R) + \tau_B A_B + f_B (W - U_B)}{H_F + H_R}$$

ここに τ, f : せん断強度, 摩擦係数

A : すべり面面積

W : 剛体自重

U : 間隙水圧

V, H: 滑り面に垂直なスラスト成分, 平行なスラスト成分

サフィックス F:断層, R:堅岩, B:底面

安全率の算出は、底面が堅岩の場合について求めたが、底面に弱層があった場合も考慮して、安全率6を満足するのに必要な底面のせん断強度も逆算して求めた。

④ 2次元有限要素法による点安全率

従来の基礎岩盤の安定解析では全体安全率を問題にした巨視的見地に立った検討を行っていたが、より合理的設計に対しては微視的検討が必要であり、この理由により、2次元有限要素法から点安全率を計算した。

解析モデルは、基礎岩盤のいかなる部分に安全率の低い所が生ずるかを見るためのものであることから図-1.11-6に示す形状とした。

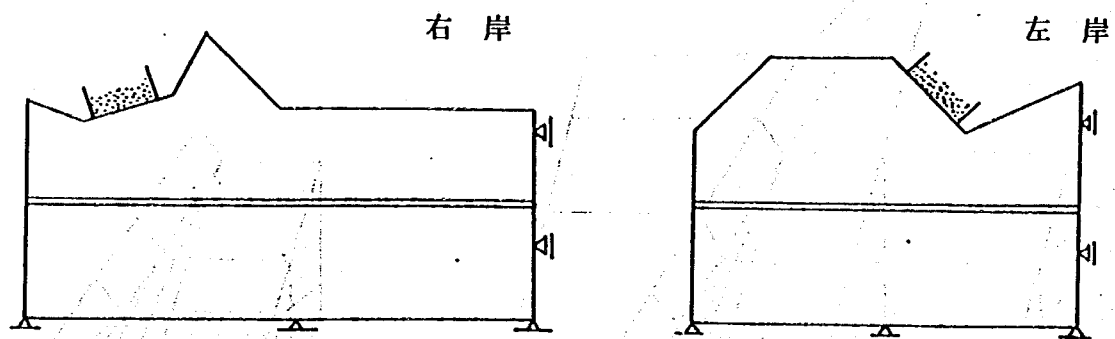


図-1.11-6 有限要素法による解析モデル

点安全率は次式で求められる。

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

ここに、 σ ……断層面に作用する直応力 τ ……断層面に作用する剪断応力

間隙水圧については、その算法にまだ良い方法が見出されておらず、ここでは考慮しなかった。

⑤ 3次元有限要素法による点安全率

2次元有限要素法より現実に近い3次元有限要素法によって点安全率を計算した。3次元解析が2次元より優れている点は、基礎岩盤の自重と3次元的応力分散を考慮できる点にある。

しかし、3次元有限要素法は、2次元有限要素法に比べて要素分割が粗くなるため、ここでは、図-1.11-7に示すように計算を2段階に分け、第1段階では境界を遠方にとった粗い要素分割で計算を実行し、次に問題となる部分を細かい要素で分割して応力を求めるという手法をとった。

点安全率の求め方は2次元有限要素法と同様である。

1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
1.1	1.05	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1

、 σ ……断層面に作用する直応力 τ ……断層面に作用する剪断応力 q ……断層面に作用する間隙水圧 f ……断層面の摩擦係数 n ……点安全率

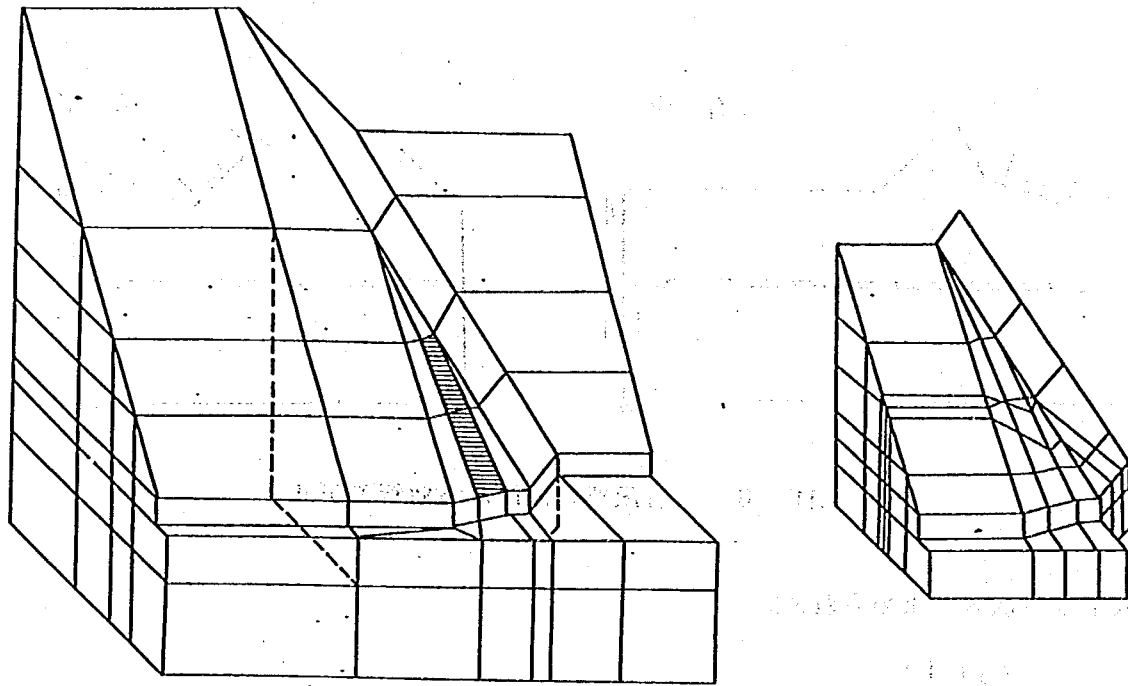


図- 1.11- 7 3次元有限要素法による川治ダム解析モデル

表- 1.11- 2 解析結果一覧表 (W- 3 に対する値)

断 層		E L	全体安全率 (N)			すべり線における最小点安全率(n)	
			2次元		3次元	2次元	3次元
			Henny	F E M	剛体滑	F E M	F E M
左 岸	F - 1	6 0 0	0.9	0.8	27.2	1.0	5.3
		5 8 0	1.9	0.8	10.4	1.4	3.5
		5 6 0	2.5	—	10.6	2.6	—
	F - 7	5 2 0	0.6	0.5	21.9	1.1	2.7
右 岸	F - 8	5 2 0	1.4	1.5	11.6	0.9	2.1
	F - 2	5 4 0	2.6	2.1	12.0	1.0	1.9
		5 2 0	2.7	3.0	13.5	1.2	2.2
	F - 4	5 6 0	3.0	2.5	25.7	1.1	—
		5 4 0	4.0	3.3	19.2	—	—
	F - 6	6 0 0	5.4	—	102.5	—	—
		5 8 0	3.4	—	24.0	—	—
		5 6 0	5.3	3.6	18.8	—	—

※ 2次元F E Mにおいて全体安全率よりも点安全率のほうが大きな値を示しているのは、解析モデルの形状が異なり、更には、揚圧力の評価が2次元F E M点安全率のみ、W - 0である為である。

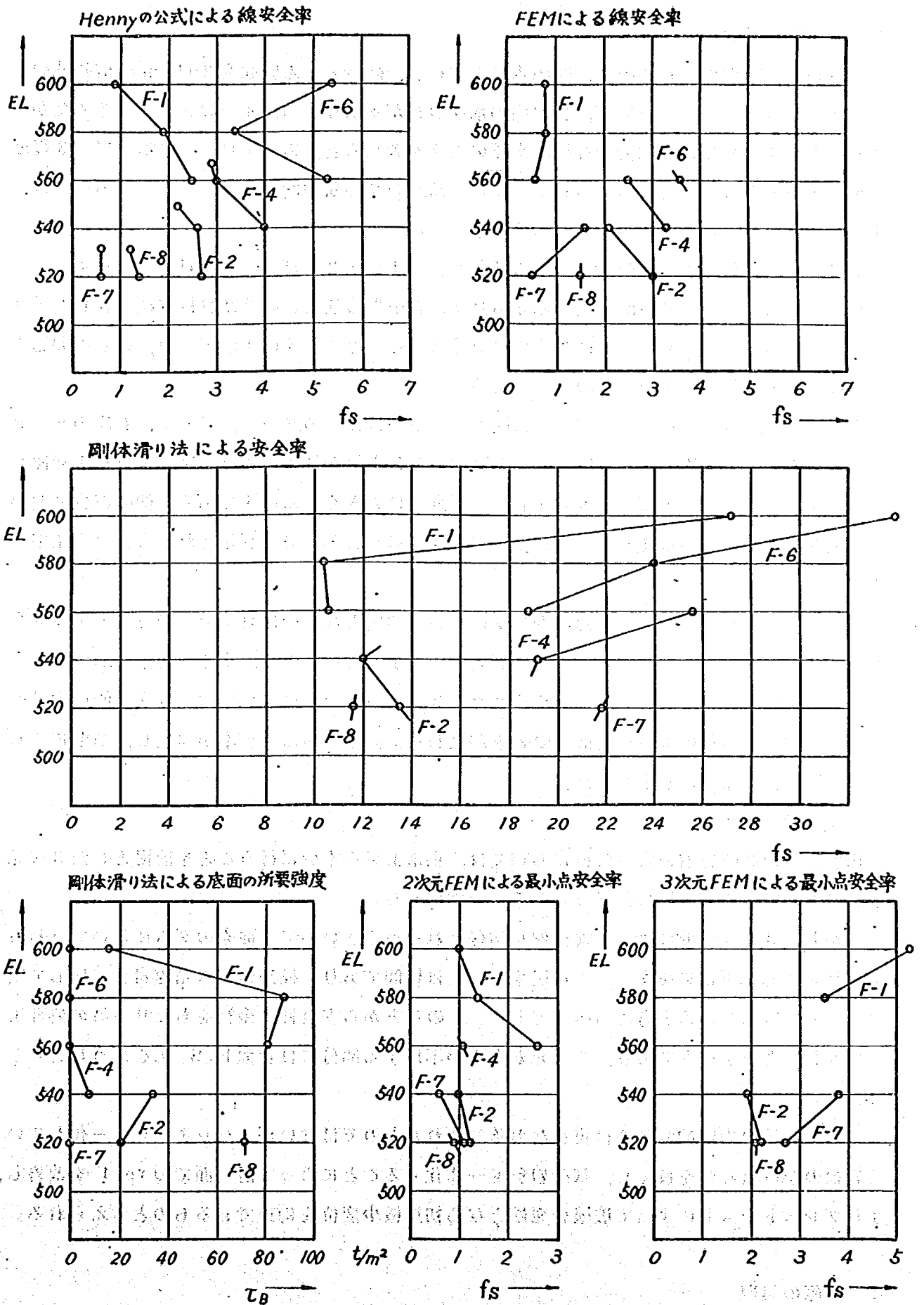


図-1.11-8 安定解析結果総括図

3-3) 解析結果

設計値のうち問題となるのは、間隙水圧の評価と、断層のせん断強度 30 t/m^2 の信頼性の2点である。間隙水圧については、岩盤内の水圧分布が不明なため、4つのタイプを考えたが、止水処理による効果、3次元的な間隙水圧の低下を考えると、表-1.11-1に示すW-3程度の値を考慮すれば、十分と考えられる。また、断層のせん断強度 30 t/m^2 を確保する為には、十分な止水処理を行うことが前提であると考えられる。

間隙水圧の評価がW-3の場合の解析結果を表-1.11-2及び、図-1.11-8に示す。

今回の解析に用いたHenny法、剛体滑り法、有限要素法などの諸法は既に確立された手法であることは云うまでもなく、理論的には十分に信頼できるはずの手法であり、むしろ問題となるのはその解析結果に対しての判断である。

全体安全率のうちHennyの式で特に問題となるのは左岸のF-1、F-7、右岸のF-8、F-2であるが、左岸のEL 580m以下においては半島が控えており（図-1.11-1参照）、これによるショルダーの厚さを考慮すれば、安全率は大きくなるはずである。他の部分においても大なり小なり同様な議論ができ、剛体滑り法ではこれが十分に評価され、大きな安全率を得ている。

局所点安全率について、2次元点安全率において問題となるのはHennyの方法で全体安全率が小さかった標高のアーチスラストと断層の交差する付近であり、全体安全率と局所点安全率との間にはある程度の相関性が認められた。3次元点安全率においては、3次元応力分散の効果と地山の自重による初期応力の効果が表われて、全体的に安全率が向上し、基準に達しない区間は狭い範囲に限定された。

3-4) 結論

川治ダムの基礎岩盤の安定解析においては、止水工事を十分に行うことを前提とした3次元解析においてその安全性は確保できることが判明した。

しかし、3次元解析によって安全性が確保されたからといって、従来のダムにおいて行われてきた2次元解析結果をまったく無視することは疑問であり、従来のダム基礎岩盤に比して安全性の低い岩盤であると考えべきである。このことから安全性に余裕をもたせる為の処理工事は十分に考慮すべきであり、2次元安全率が不足する部分には岩盤P.S工を行うこととした。

岩盤P.S工の力学的評価法は現在なお確立されたものではないが、ロッキープラー化している岩盤のかみ合わせを良くし、基礎岩盤を一体化することによって滑り面での τ_0, f を改善し、またプレストレストによって破壊の発端となる初期微小変位を拘束できるものと考えられる。

4. 実際の処理

岩盤P.S工を実施した箇所としては、局所点安全率が低くなるアーチスラストと断層とが交

差する部分（右岸F-2, F-4, F-8及び左岸F-1の各断層部。以下、Aゾーンという）及びHennyの公式による安全率が小さい断層の想定すべり線の出口付近（右岸F-2及び左岸F-1の各断層部。以下Bゾーンという）とした。

岩盤P.S工の工法としてはDYWIDAG工法を採用し、直径150mmのボーリング孔に直径32mmの鋼棒を4本挿入し、鋼棒1本当り60tの緊結とした。

各ゾーンの岩盤P.S工孔数及び緊張力等は表-1.11-3に示す通りであった。

P.S孔の配置は、Aゾーンでは高さ5m×幅5m間隔で10t/m²、Bゾーンでは高さ6m×幅5m間隔で8t/m²のプレストレストを地山に与えるものであった。

表-1.11-3 岩盤P.S工の施工数量

	ゾーン	孔数	孔の長さ (m)	全孔長 (m)	全緊張力 (t)
右岸	A	56	24.6~73.6	2,131.6	13,440
	B	89	34.6~73.6	5,215.8	21,360
左岸	A	26	44.6~69.6	1,511.6	6,240
	B	28	43.6~75.6	1,649.8	6,720
計		199	24.6~75.6	10,508.8	47,760

1.12 ま と め

湯田ダムの、断層に起因する破砕帯の陥没部の処理方法という特殊な事例も入っているが、アーチダムの事例の場合はアーチスラストを受けることによって安定性が問題となる上下流方向に走行をもつ鉛直な断層について行ったものが、ほとんどである。アーチダム基礎におけるこの種の断層は、アーチスラストによって、最もすべり易い形となるからである。アーチダムの基礎岩盤の安定性は3次元的な現象であることは言うまでもないが、事例では最も危険な状態である水平スライス断面による2次元的な検討をもとに、最終的には3次元解析を行っていることが多い。2次元解析より得られた安全率と3次元解析結果により得られる安全率を比較すると、後者がかなり大きくなる。しかし、3次元解析は岩盤を垂直な断層と地表面で区切られた岩盤の立体的構造物としアーチスラストを受けた場合の均質な岩塊の変形性と底面のせん断強度にその安全性を期待するものであり、万一、基礎岩盤内に潜在的な水平な弱面等があると、その評価は当然厳しいものでなければならない。一般的には、3次元解析での安全率については、2次元解析を行って求めた安全率と同等に評価されないのが普通で約1.5倍程度の値が目標とされているようである。次に、これらの断層に対しての安全率を向上させる方法としては、第一にアーチダムの座取りを適切にして、その影響を最も少なくすると共に事例では次の様な処理工法がとられているようである。

- ① 断層の一部をコンクリートで置換える。
- ② 杭等の作用によってアーチスラストを堅岩部へ伝える。
- ③ PS工により断層を含めた基礎岩盤を緊結する。
- ④ グラウチングにより断層とその周辺を固結する。

重力式ダムの場合は、河床を横断する大規模断層が堤敷内にある場合と、基礎岩盤に低角度の断層を有する場合のダム本体を含めた基礎の安定解析を行った事例である。河床を横断する大規模断層で最も問題となるのは、ダムの下流端に断層がある場合でダム下流端の最も圧縮応力の大きく生ずる個所で下流への伝達が無くなるため、ダムの上流端付近に大きな引張応力が発生することである。また断層の規模と性状によっては、ダム底面のせん断抵抗力が不足することである。一般的には、ダム本体下流端が断層上にある場合は、下流側の堅岩部にダムからの力の伝達がないため最も厳しいものとなる。このような場合の対策としては断層をコンクリートで置換し、このプラグを通してダムからの力を下流側の岩盤に伝えるのが検討されている。そのプラグの深さは、ダムの高さ、断層の位置ダムコンクリートや堅岩および断層の変形性の比率などの影響を受けるので、それらの条件に合わせて解析されている。一般には置き換え深さが大きい程安定性向上の効果があるが、深くなる程周囲の岩盤をいためることにもなるため、この点の注意を要することも述べられている。

霧積ダムや遠部ダムの場合は、低角度の断層のすべりに対する安全性について検討されている。この種の断層沿いのすべりに対処する工法として、断層を部分的にコンクリートで置き換えるダ

ウェリング工法が検討されたもので、局部的に置き換えられたコンクリートを通して、断層の下部の堅岩に応力を伝達させるとともに、断層そのものの強度も、コンクリート周辺岩盤との付着強度に置き換えられるため、安定性向上に大きな効果を有することが述べられている。尚、この低角度断層に限らず断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 27 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 28 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 29 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 30 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 31 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 32 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 33 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 34 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 35 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

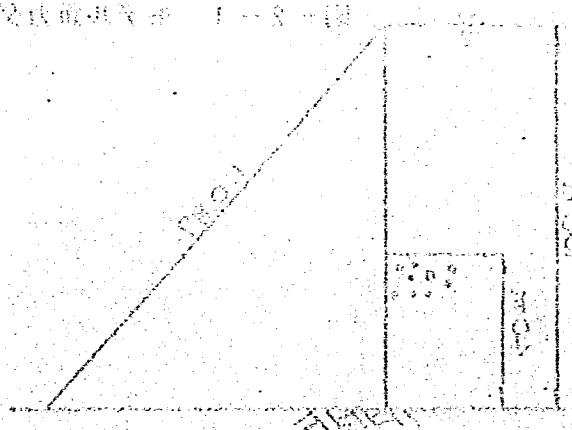
図 36 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 37 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 38 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 39 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。

図 40 のに示すように、断層がダム本体の下流端にある場合は、ダム本体の上流側にフィレットを付することが下流端の応力を軽減し、特に局所安全率の上昇に効果のあることが霧積ダムで述べられている。



この図は、断層がダム本体の下流端にある場合、ダム本体の上流側にフィレットを付することで、下流端の応力を軽減し、局所安全率を上昇させる効果を示している。

第2章 断層による重力ダムの安定性の影響

2.1 概 要

重力ダムは、堤体自重によって外力に抵抗する構造物であり、岩盤へ作用する力は堤体下流方向へと伝達していく。したがって断層の位置、方向によってダムの安定性は影響を受けまた断層の物理的性質（弾性係数等）、幅によっても同様である。従ってここではモデル的な重力ダムを想定し、その基礎岩盤内に種々の位置、方向の断層が存在するとした時、ダム基礎岩盤の安定性を二次元弾性計算によって検討しようとしたものである。

2.2 モデル重力ダム物性、荷重条件

ダム高を 100m 上流面勾配鉛直とし、次に示す諸値を用い Middle Third , せん断摩擦安全率を満足するように堤体の形状を決定する。

○ 荷重条件及び堤体物性

静水深	100 m	コンクリート単位体積重量	2.3 t/m ³
堆砂深	40 m	堆泥の単位体積重量	1.1 t/m ³
堤体震度	0.06	コンクリートの弾性係数	2,500,000 t/m ²
泥圧係数	0.6	コンクリートのポアソン比	0.2

揚圧力 上流端で 30m 下流端で 0m

○ 岩盤の物性

堅岩部

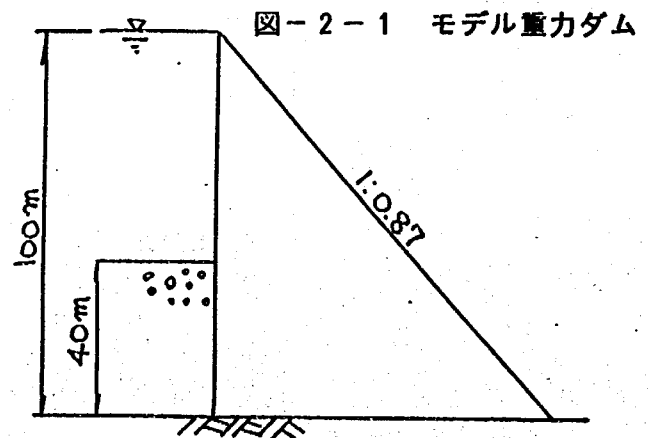
弾性係数	500,000 t/m ²	せん断強度	200 t/m ²
ポアソン比	0.2	内部摩擦係数	1.0

断層部

弾性係数	100,000 t/m ²	せん断強度	80 t/m ²
(case7~11 では 63,000 t/m ²)			

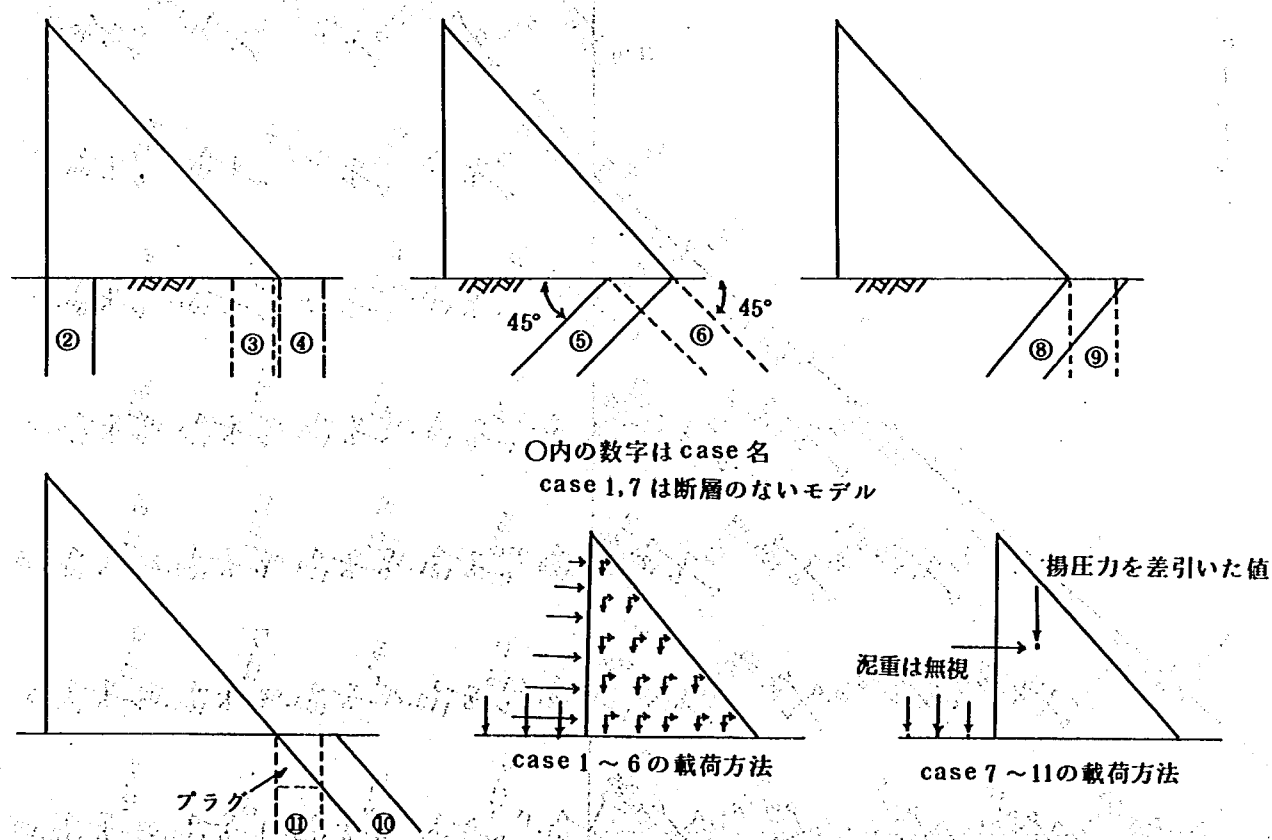
ポアソン比	0.2	内部摩擦係数	0.8
-------	-----	--------	-----

下流面勾配 1 : 0.87 と決定され Henny の安全率は 4.01 となる。ただし、堤体着岩部に断層を含む時の岩盤の強度低下は考慮していない。図-2-1 にモデルダム形状を示す。



2.3 解析方法及び結果

底面幅の $1/5$ の幅 (174m) を持った断層をダムの上流側あるいは下流側と断層のある位置を種々変え、さらに断層の方向を鉛直方向から 45° 下流下がり及び上流下がりの断層について FEM で応力計算を行った。但し、case 1～6 と 7～11 とは荷重のかけかたが異っており、1～6 では外荷重を境界面の各節点に載荷したのに対し、7～11 では、全荷重を 1 節点に集中載荷した。このとき、7～11 では揚圧力も考慮している。また、上流側岩盤上への鉛直荷重の載荷で、case 7～11 では堆砂重を無視している。断層の弾性係数も、case 1～6 は $100,000 \text{ t/m}^2$ 、7～11 は $63,000 \text{ t/m}^2$ を使用している。



(i) 鉛直断層の検討

(a) 主応力図を図-2-2(a)～図-2-2(d)に示す。

○ 上流端では、case 1 で 14.9 kg/cm^2 、case 2 で 11.3 kg/cm^2 、case 3 で 22.2 kg/cm^2 、case 4 で 22.3 kg/cm^2 の引張応力が発生している。この種の有限要素法による計算では堤体の上流端に引張応力が生じ、case 1 の 14.9 kg/cm^2 を標準に考えると、断層の位置が下流へ移るに従い上流端のこの引張応力は、増加する傾向にある。また、上流端付近に断

图-2-2(a) 主应力图 (case 1)

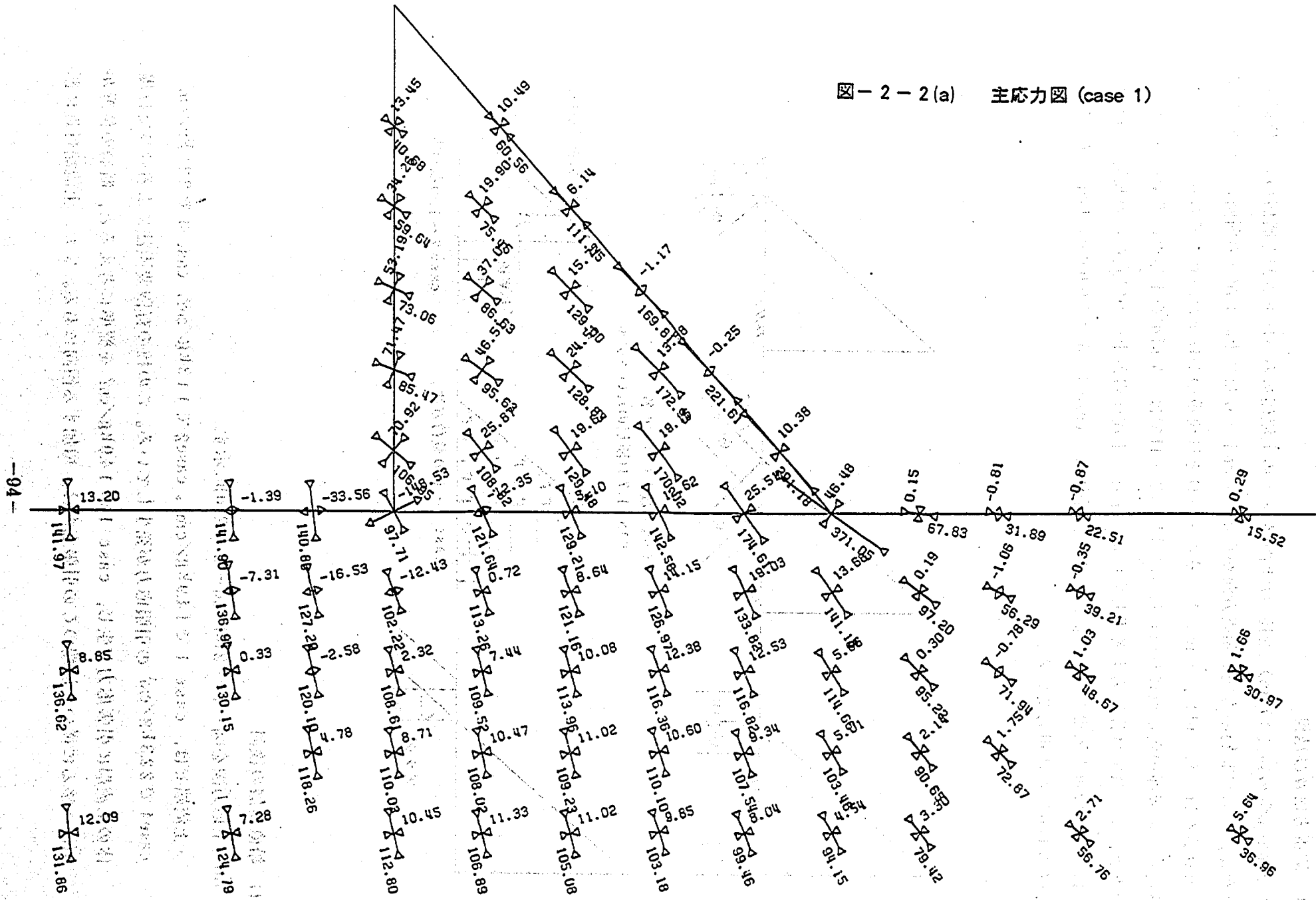


图-2-2(b) 主応力图 (case 2)

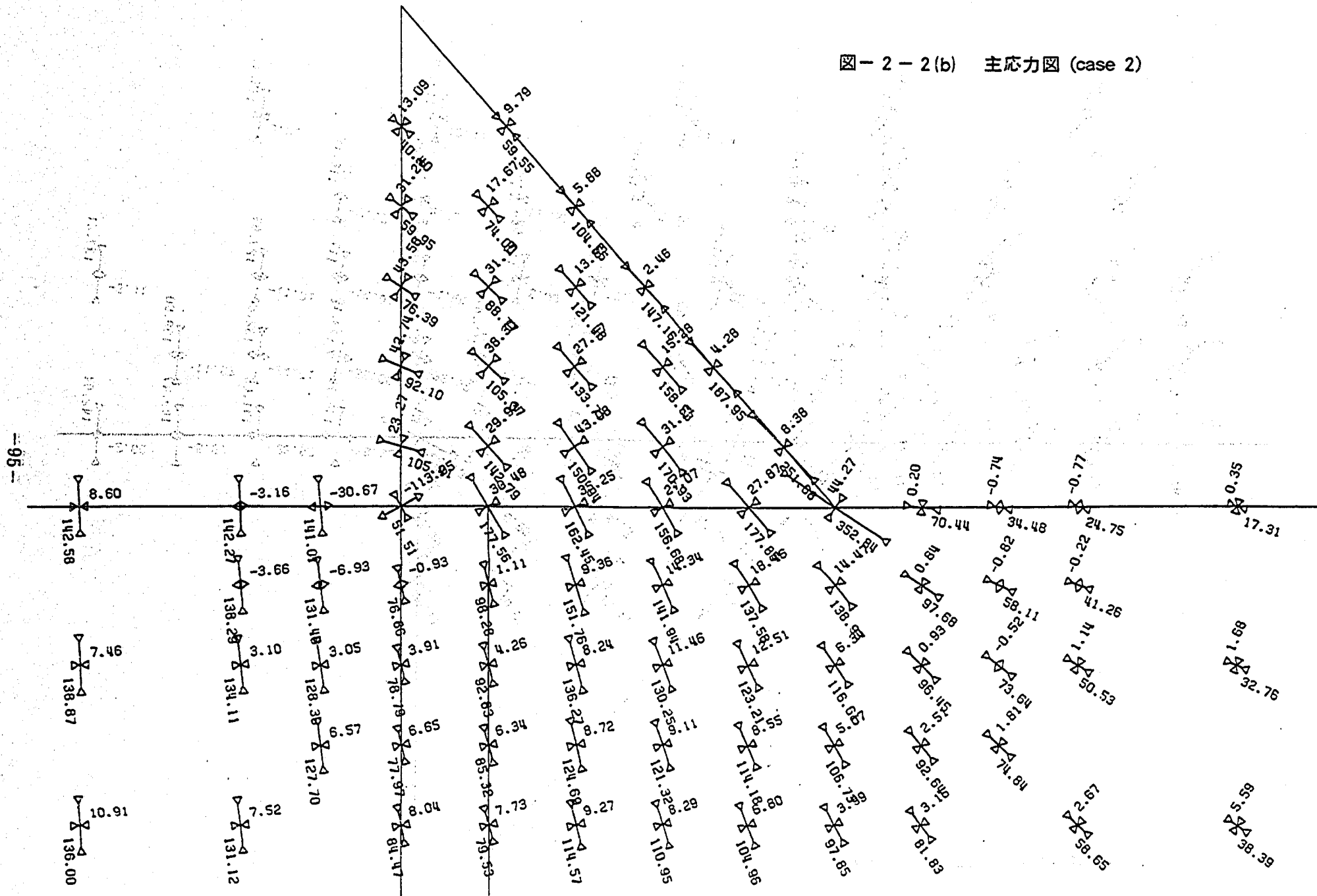


図-2-2(c) 主応力図 (case 3)

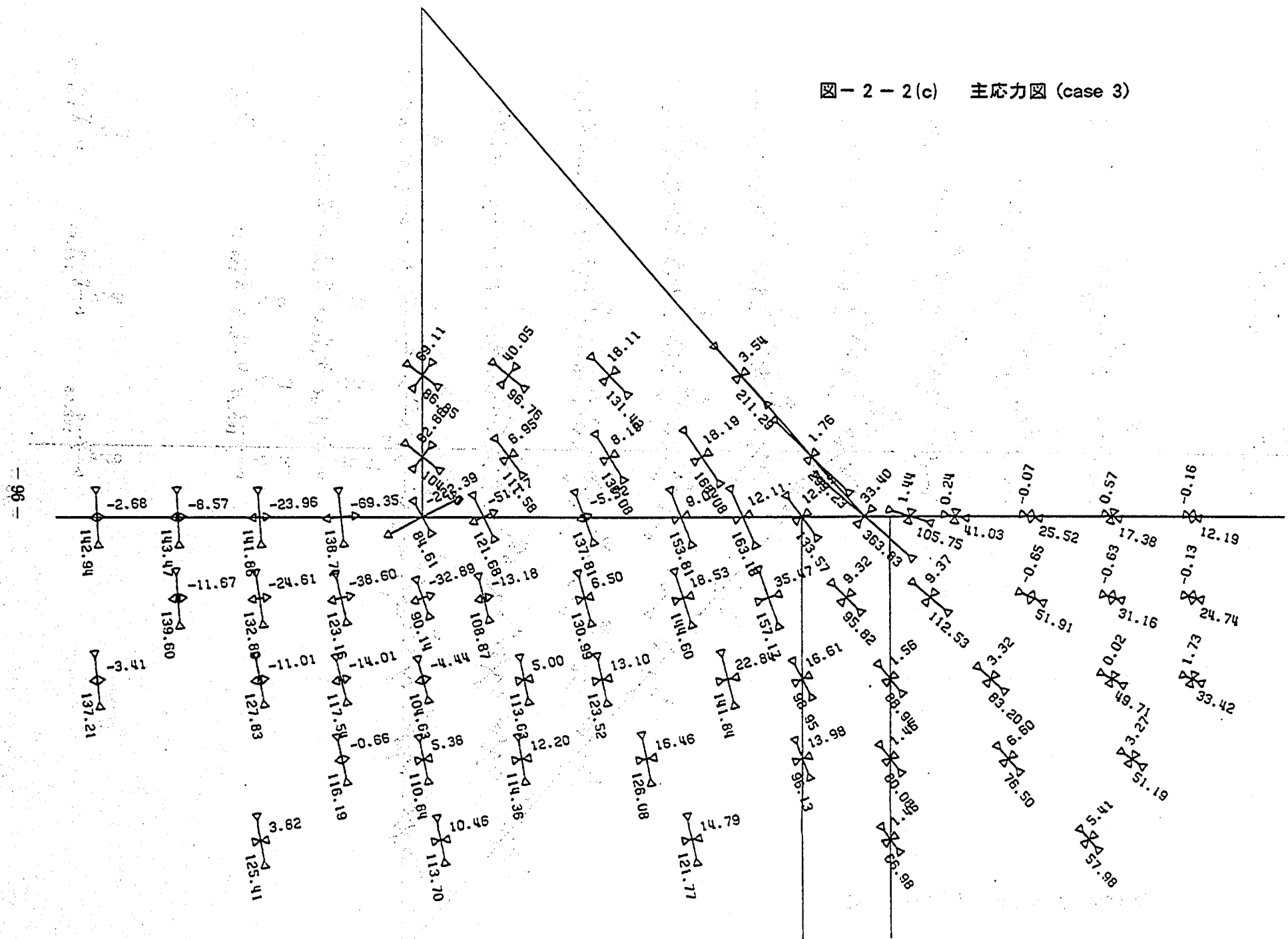
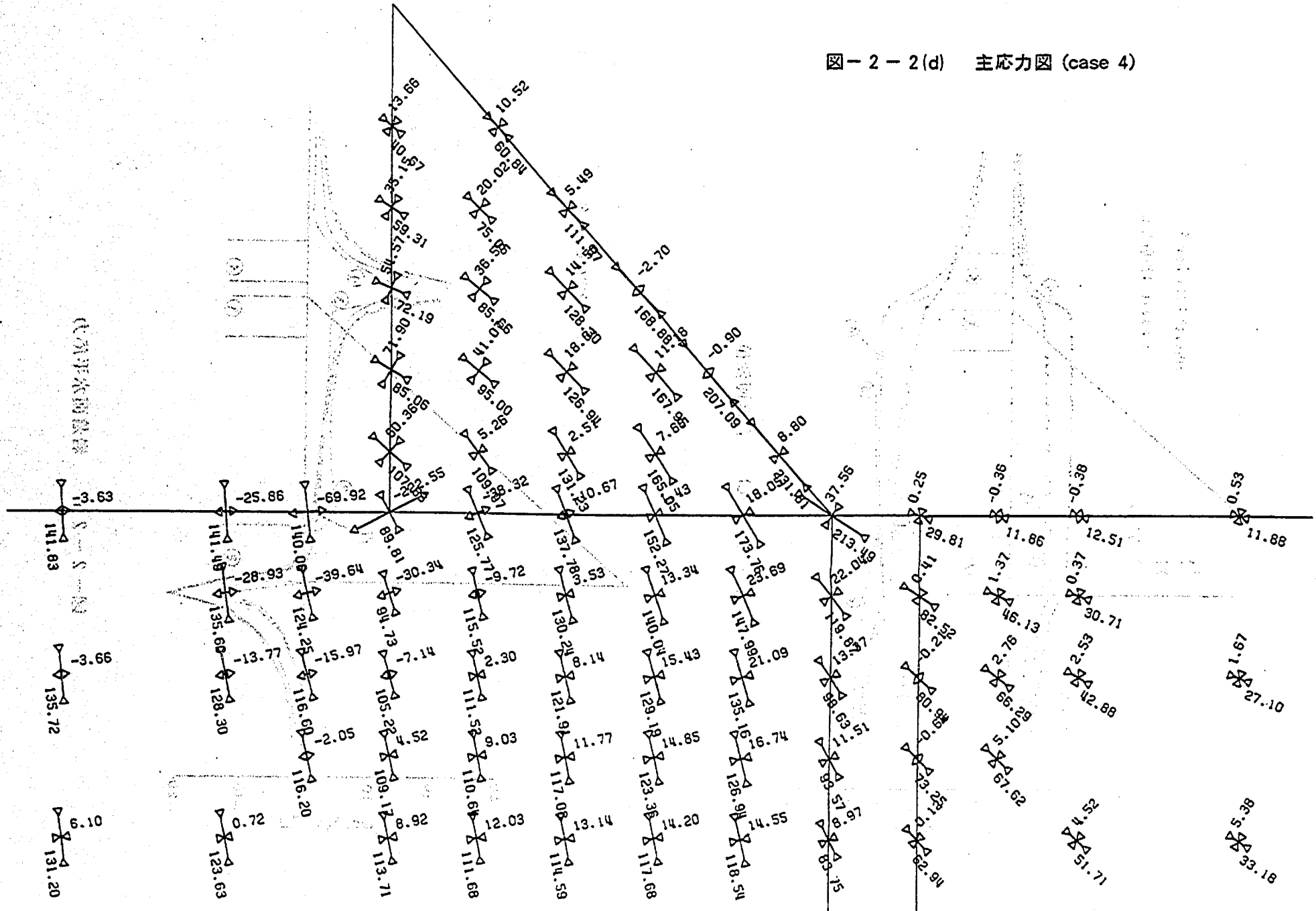


图-2-2(d) 主应力图 (case 4)



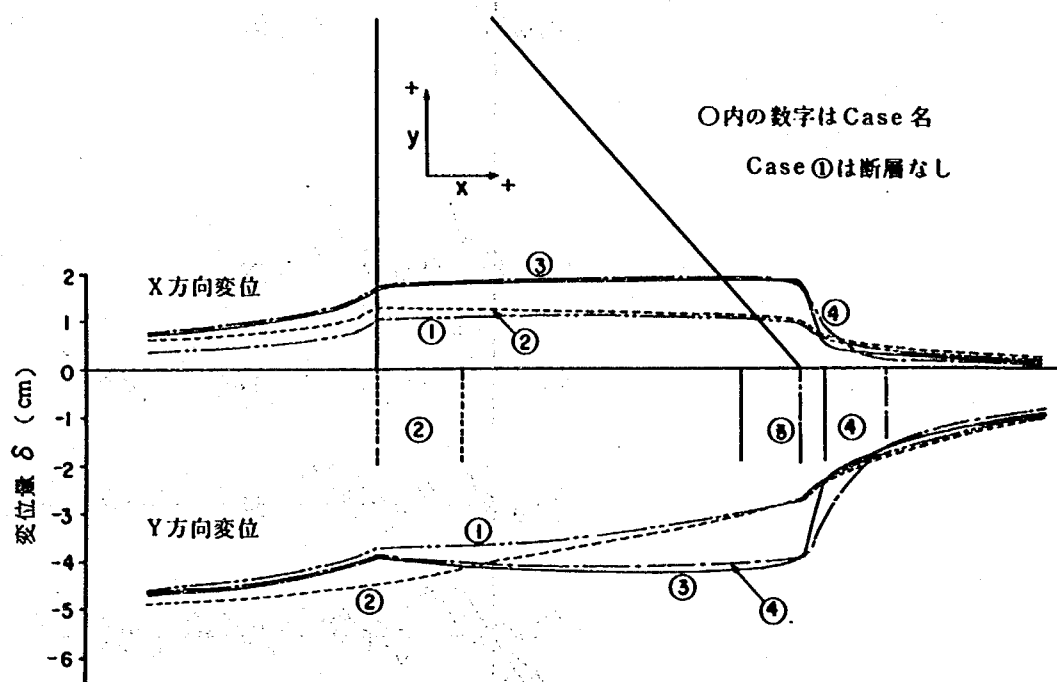


図-2-2(e) 岩着面変位

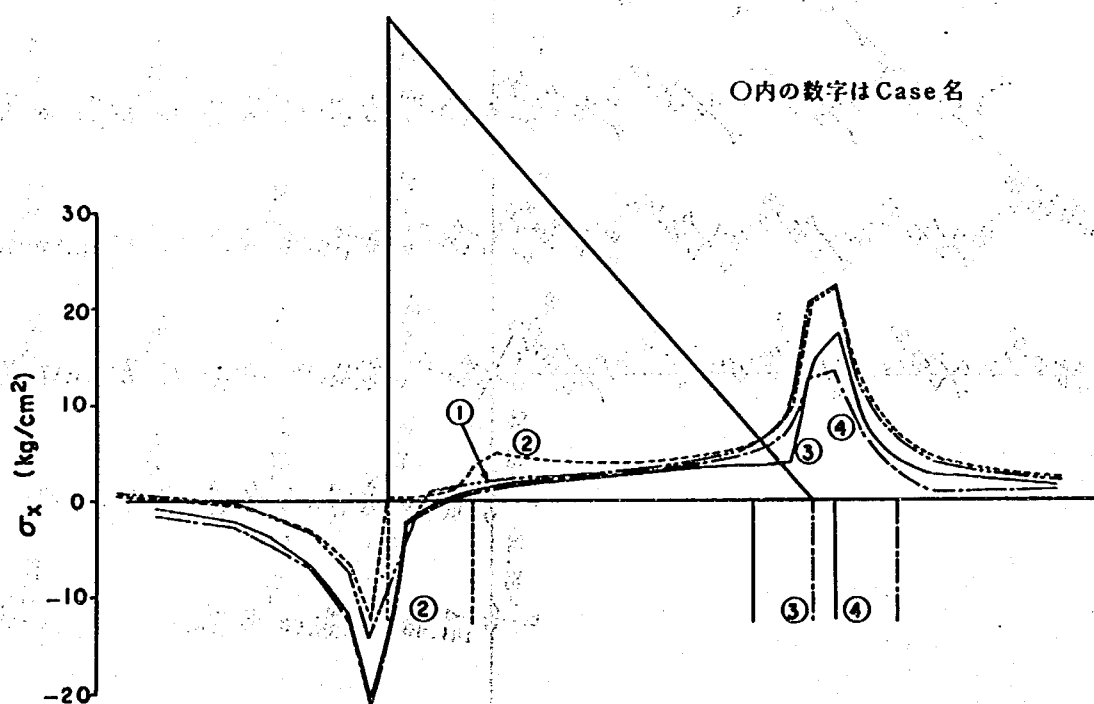


図-2-2(f) 岩着面水平応力

層がある時は断層のない時より引張応力は小さくなる。

○下流端では case1 で 37.1 kg/cm^2 , case2 で 35.3 kg/cm^2 , case3 で 36.4 kg/cm^2 , case4 で 21.3 kg/cm^2 の圧縮応力が発生している。case3 と case4 とは互いにダム下流端が断層内にありながら, case4 の応力値が小さいのは, 主応力方向に断層が厚く, 応力が下流側へ伝達しない為と考えられる。以上の様に, 下流端付近の応力は断層, 堅岩の位置, 弾性係数等により大きく影響をうけると考えられる。

(b) 岩着面の変位量, 各応力, 点安全率を図-2-2(e)~図-2-2(i)に示す。

○岩着面の変位量は x 方向, y 方向とも断層が下流端にあるとき最も大きくなっている。

○上流部水平応力は, case3,4 が大きく case2 が小さい。下流部水平応力は, case1,2 が大きく case4 が小さい。断層が堤体下流端付近にあるとき, 上流部で水平応力が大きくなり下流部で小さくなることは, 上流部でうけもつ力が増え下流へ伝わりがたくなることを意味する。すなわち case4 がこれらの中で最も力が下流へ伝わっていない。

また, case1 と case2 はほぼ同一の曲線を描き上流端付近の断層は下流側への力の伝達にはほとんど影響を与えないようである。

○断層で鉛直応力, せん断応力, 安全率 (想定破壊面は着岩面) の減少がみられ, case2, 3 で安全率 2 を切る部分がある。また case1 と case4 の曲線は類似しており断層が堤体外にある時, 着岩面では断層のない時とほぼ同様の鉛直応力, せん断応力, 安全率の分布をなす。

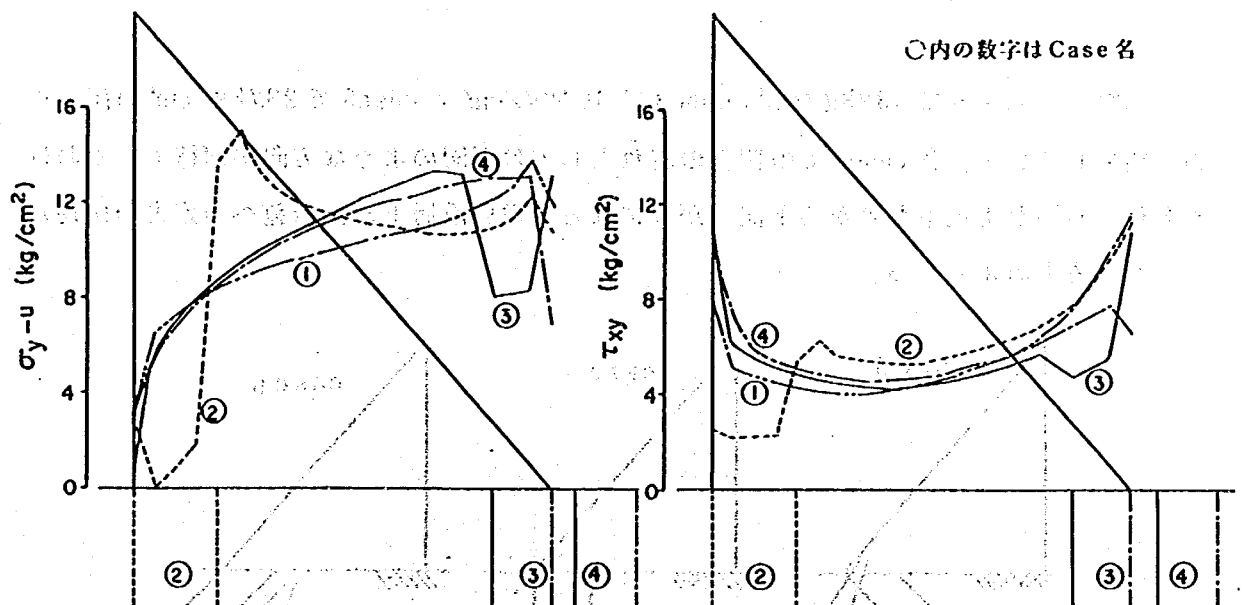


図-2-2(g) 岩着面鉛直応力

図-2-2(h) 岩着面せん断応力

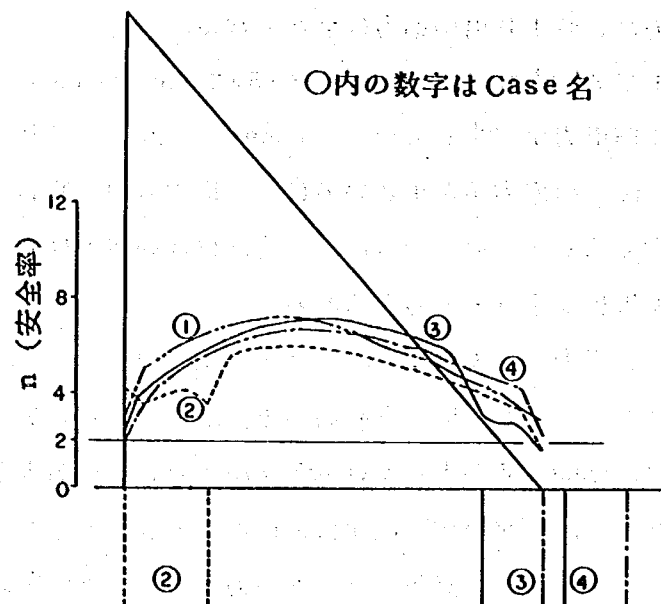


図-2-2(i) 岩着面点安全率

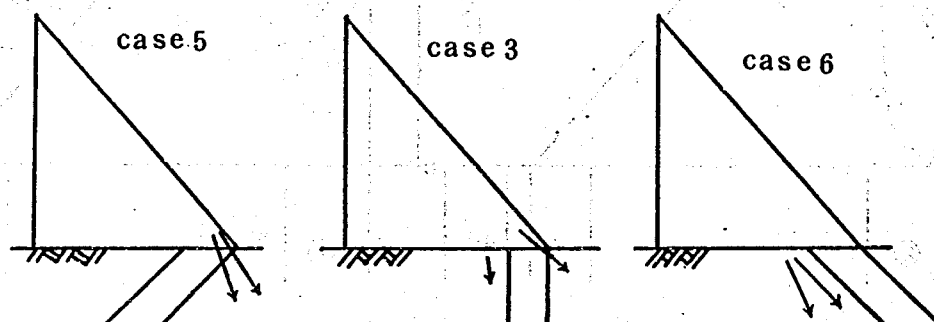
(ii) 堤体内下流端に断層が位置する時

(a) 主応力図を図-2-2(c), 図-2-3(a), 図-2-3(b)に示す。

○上流端では case5 で 12.9kg/cm^2 , case3 で 22.3kg/cm^2 , case6 で 23.8kg/cm^2 の引張応力が発生している。

断層の傾斜が上流下がりから下流下がりへと移るに従い上流端引張応力は, 増加する傾向にある。また断層のない時は 14.9kg/cm^2 であり, 上流下がり断層時これより小さい値をとっている。

○下流端では case5 で 43.2kg/cm^2 , case3 で 36.4kg/cm^2 , case6 で 23.7kg/cm^2 の圧縮応力が発生している。各 case での荷重の流れとしては下図のような方向が期待できるわけであり, 断層が上流下がりから下流下がりになるに従い断層下流側岩盤への応力の伝達が少なくなると考えられる。



(→の方向の力の流れが期待できる)

圖-2-3(a) 主応力图 (case 5)

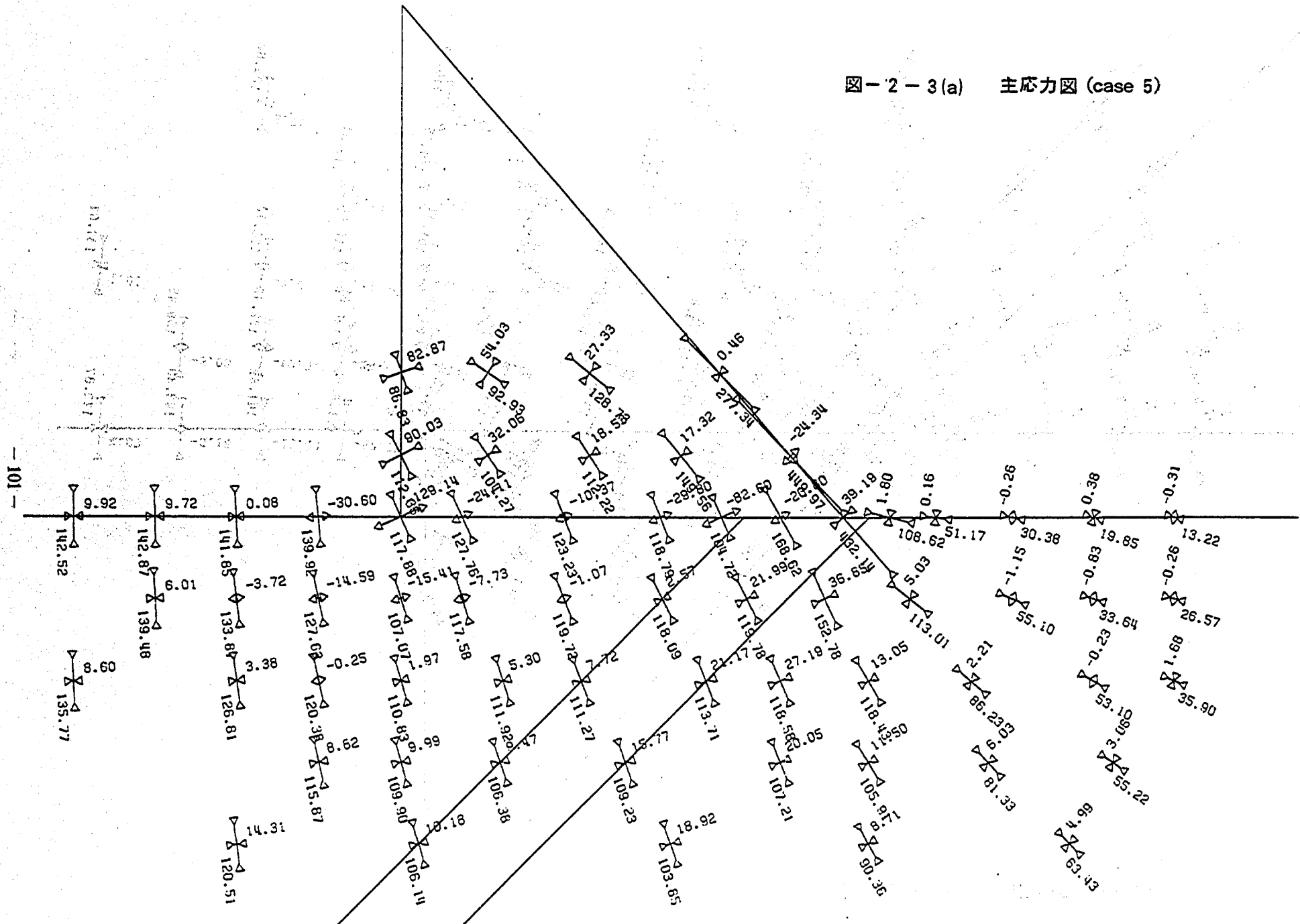
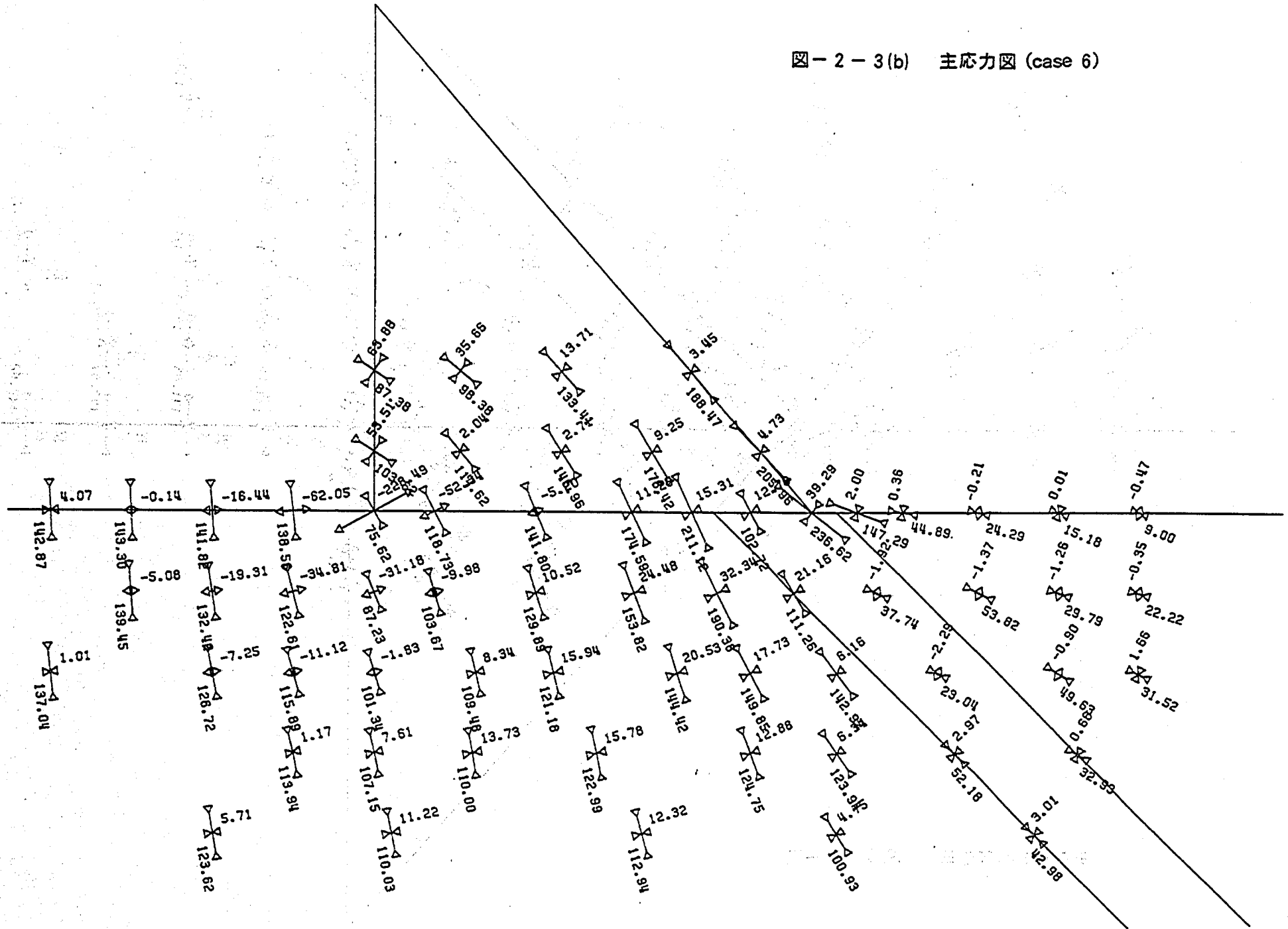


图-2-3(b) 主应力图 (case 6)



○ case3,6 では堤体着岩面の第2主応力に圧縮の領域があるのに対し、case5 ではすべて引張応力である。これは、断層が上流下がりである為に、ダムベース上流から中央付近までの変位量が大きく、着岩面の変形が凹形をなす為であり、これらの引張応力は値も小さいものであり、堤体の安定性に大きな影響はないと考えられる。(図-2-3(c)参照)

○ case3 では、断層より上流部での第1主応力は、case5,6 に比べ鉛直下向きをなしその方向へ力を伝えている。

(b) 岩着面の変位量、各応力、点安全率の分布を図-2-3(c)~図-2-3(g)に示す。

○ 上流端水平応力は、case5 が最も小さく、下流への応力の伝達はcase5 が最も良いと考えられる。

○ case6 では、断層下流端の沈下変形量がダム上流部に比較して大きく、揚圧力を差し引くと上流端の鉛直応力 σ_y が引張側に作用する。case5 の断層内での鉛直応力は、下流端に近づくに従い、断層厚が薄くなる為増加する。全ケース共、せん断応力は断層で一旦減少する。

○ 鉛直応力は、断層の方向により大きく変化している。すなわち堤体と交わる断層がある時、鉛直応力はせん断応力に比べ、断層を含めた基礎の全体的な変形性の影響を受けるようである。

○ 安全率はcase3,5 では、下流端で安全率2を切っておりcase6 では上流端に鉛直方向の引張応力の発生があり、この部分では、せん断抵抗は期待できず安全率2を切っている。断層部ではcase3,5 は共に安全率の低下をきたしているが、case6 では一旦大きく上昇している。これは、主応力方向に断層が厚く、その応力の伝達が少ない為である。

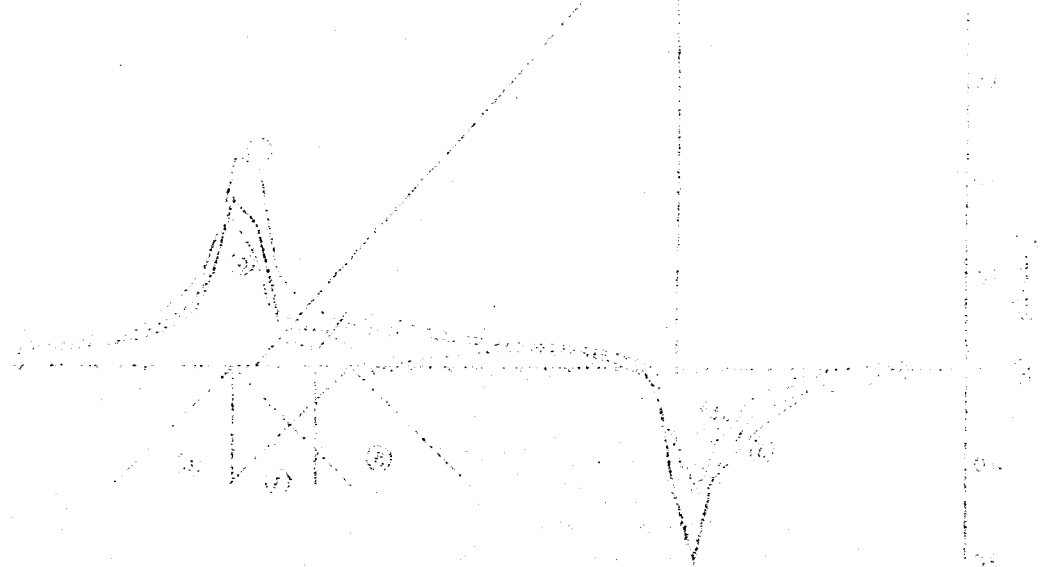


図2-3 断層部の変位量、各応力、点安全率の分布 (b) 安全率の分布

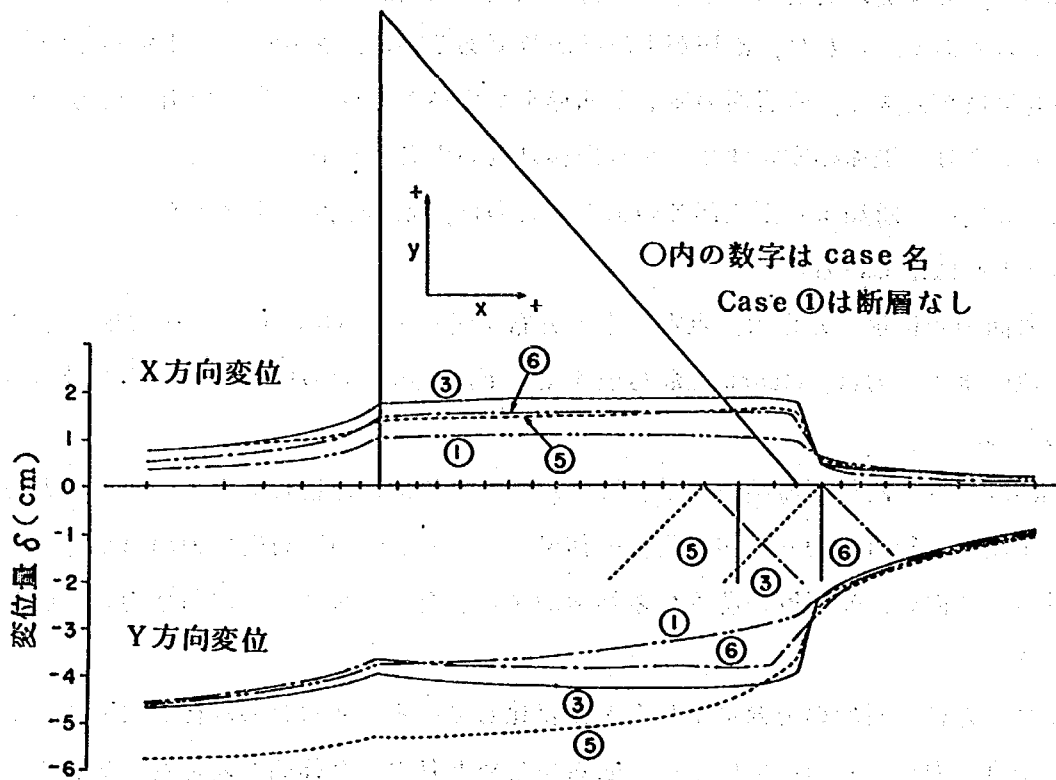


図-2-3(C) 岩着面変位

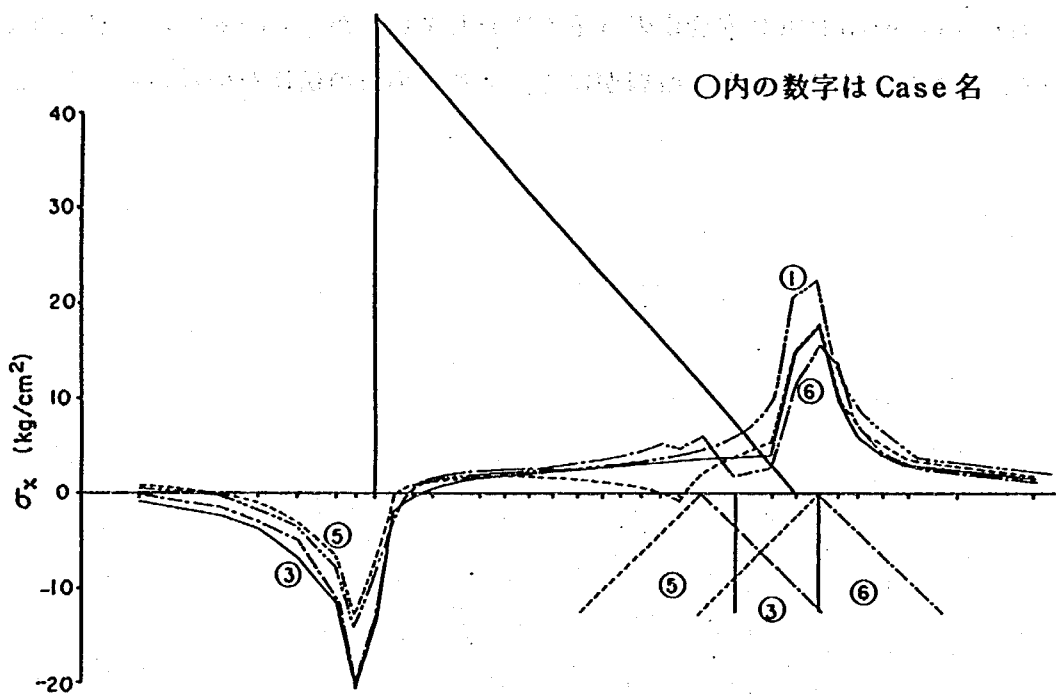
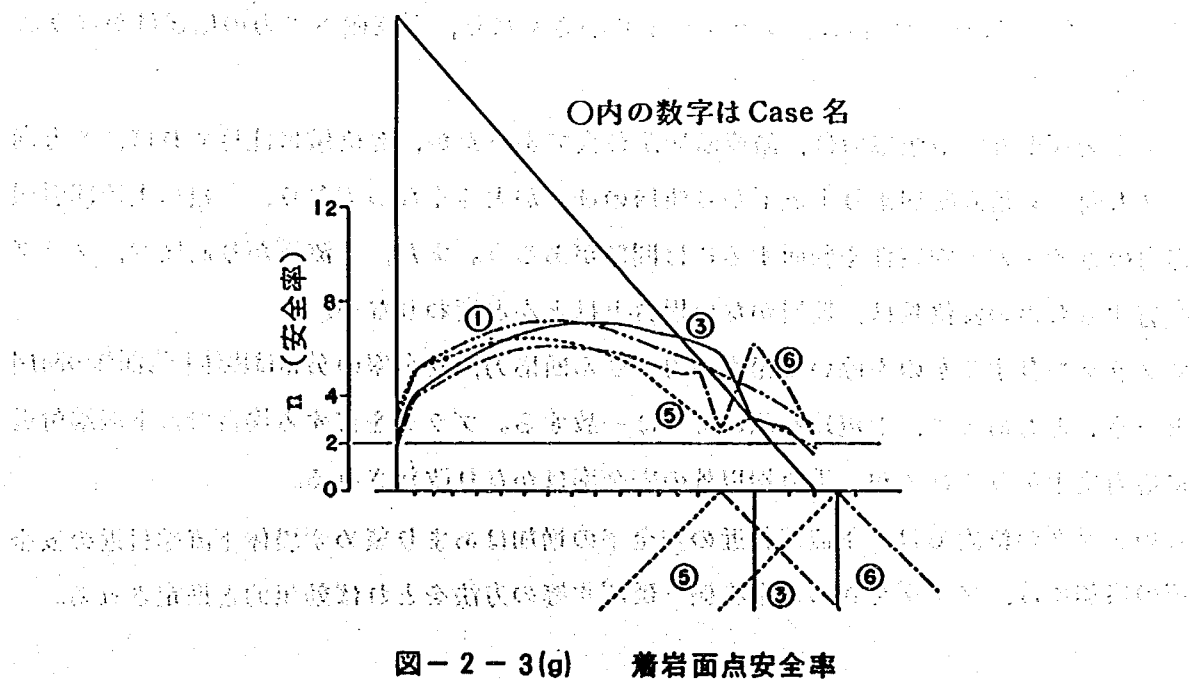
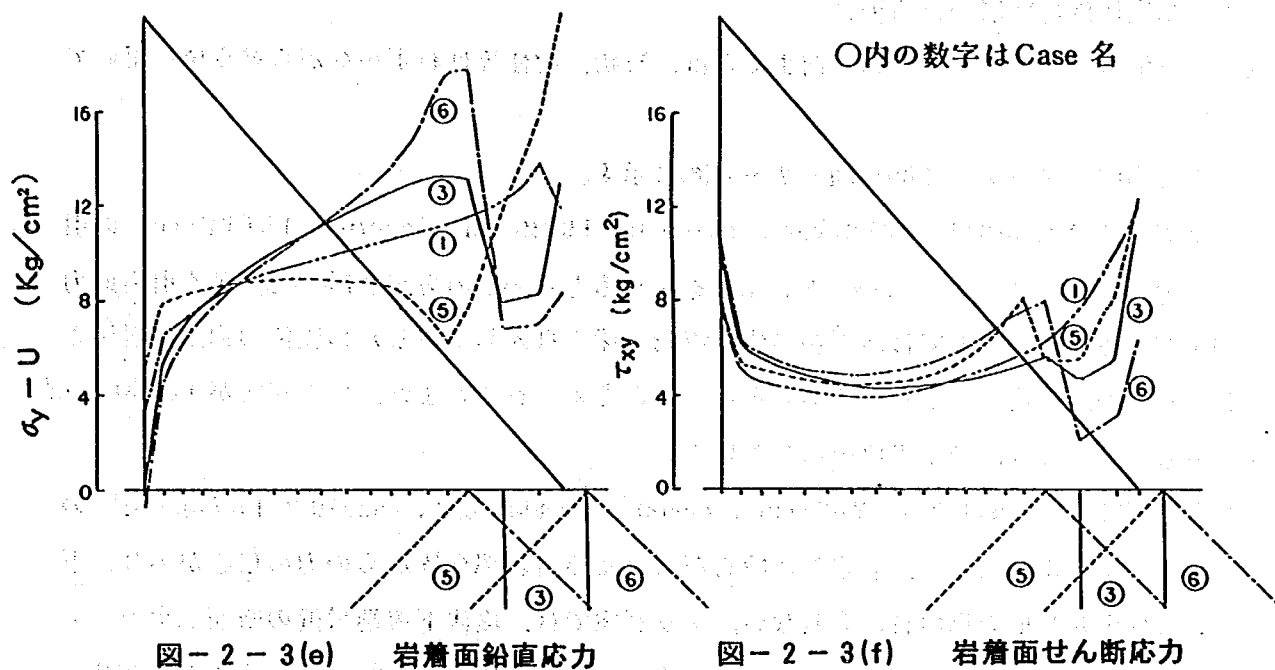


図-2-3(d) 岩着面水平応力



(iii) 下流端堤体外に断層がある場合

(ここで解析しているケースは以前までとは、形状、物性等はわずかながら違う値を用いている。)

(a) 主応力図を図-2-4(a)~図-2-4(e)に示す。

○上流端では case8 で 19.2 kg/cm^2 , case9 で 21.9 kg/cm^2 , case10 で 16.6 kg/cm^2 の引張応力が発生している。case8 と case9 を比べると case9 の方が 2.7 kg/cm^2 多く引張応力が出ているが、case8 では断層が堤体上流側へ深く貫入しているため変位の拘束が緩和され、垂直断層に比べ小さな引張応力となったと考えられる。また、プラグ案が 10.5 kg/cm^2 の引張応力であり、最小の値を示している。

○下流端では、case8 で 22.2 kg/cm^2 , case9 で 14.4 kg/cm^2 , case10 で 18.7 kg/cm^2 の圧縮応力が発生している。着岩部に断層がないため着岩部全体からの力の伝達があり、下流端には大きな応力集中はみられない。プラグ案では、堤体下流端付近の断面二次モーメントの小さい部分の変位が、プラグにより拘束されるため 47.6 kg/cm^2 の大きな圧縮応力が発生している。

(b) 岩着面の変位量、各応力、点安全率の分布を図-2-4(f)~図-2-4(j)に示す。

○上流端水平方向引張応力は、鉛直断層が最大でありプラグ案が最小である。鉛直断層にプラグを付けた時、上流端引張応力は $1/2$ 以下に低下し下流端圧縮応力は、約5倍に増加している。上流での荷重分担は、プラグにより小さくなり、下流側への力の伝達はかなりよくなっている。

○上流端水平方向引張応力は、鉛直断層が最大であったが、変位量に注目すれば、x方向、y方向とも鉛直断層より上流下がり断層のほうが大きくなっており、一概に上流部引張応力のみでダムの安定性を判断するには問題があろう。また、下流下がり断層や、プラグを有するものの変位量は、断層がない場合とほとんど変わらない。

○プラグを有するものを除いて鉛直応力、せん断応力、安全率の分布は堤体着岩面外の断層ということもあって、上流端を除いてほぼ一致する。プラグを有する場合では下流端付近に応力集中がみられるが、下流端以外の安全率はかなり改善される。

このプラグの位置では、下流端付近の安全率の増加はあまり望めず堤体下流端付近の安全率の増加には、プラグをさらに上流側へ延ばす等の方法をとれば効果的と推定される。

图-2-4(a) 主应力图 (case 7)

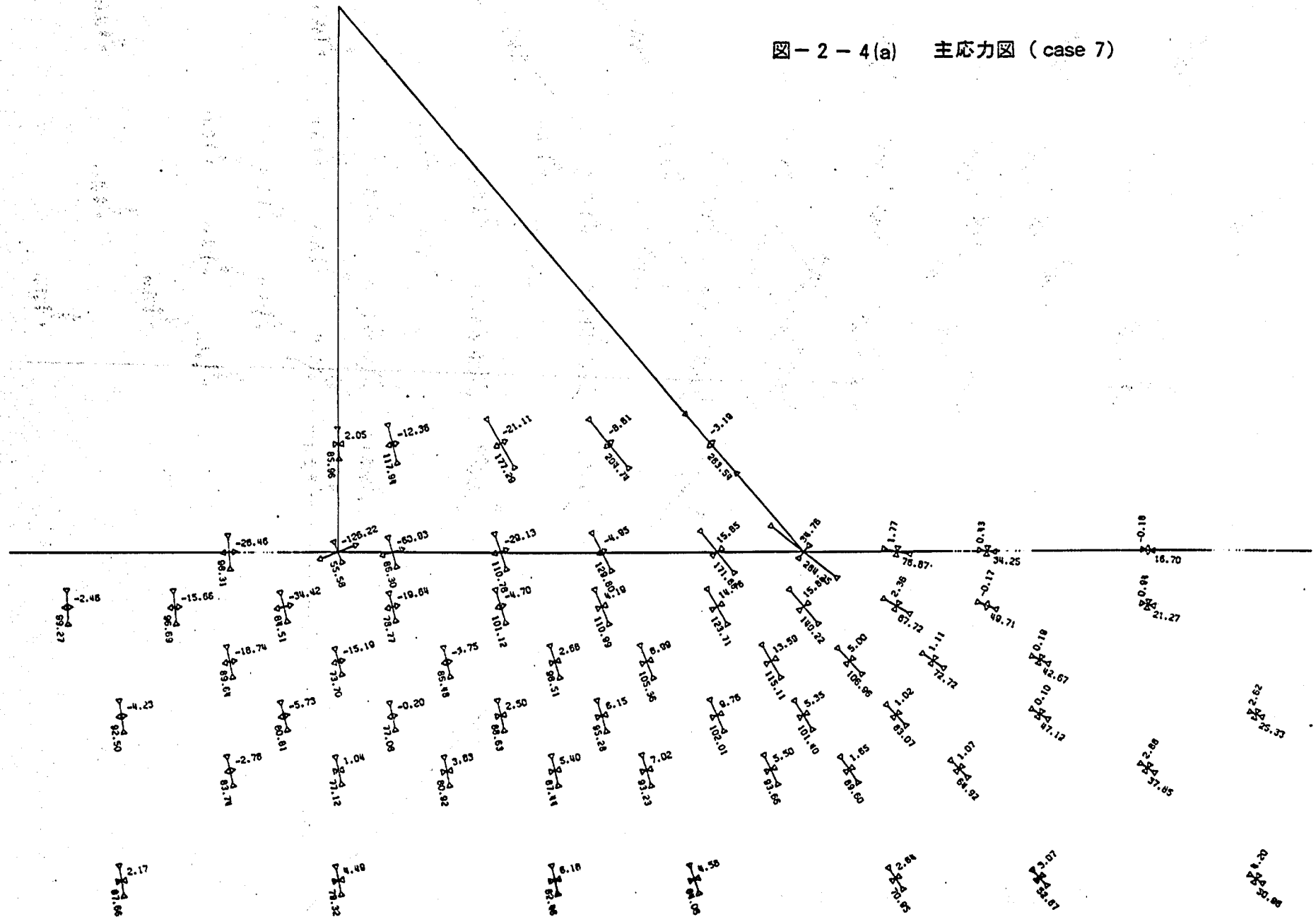


图-2-4(b) 主应力图 (case 8)

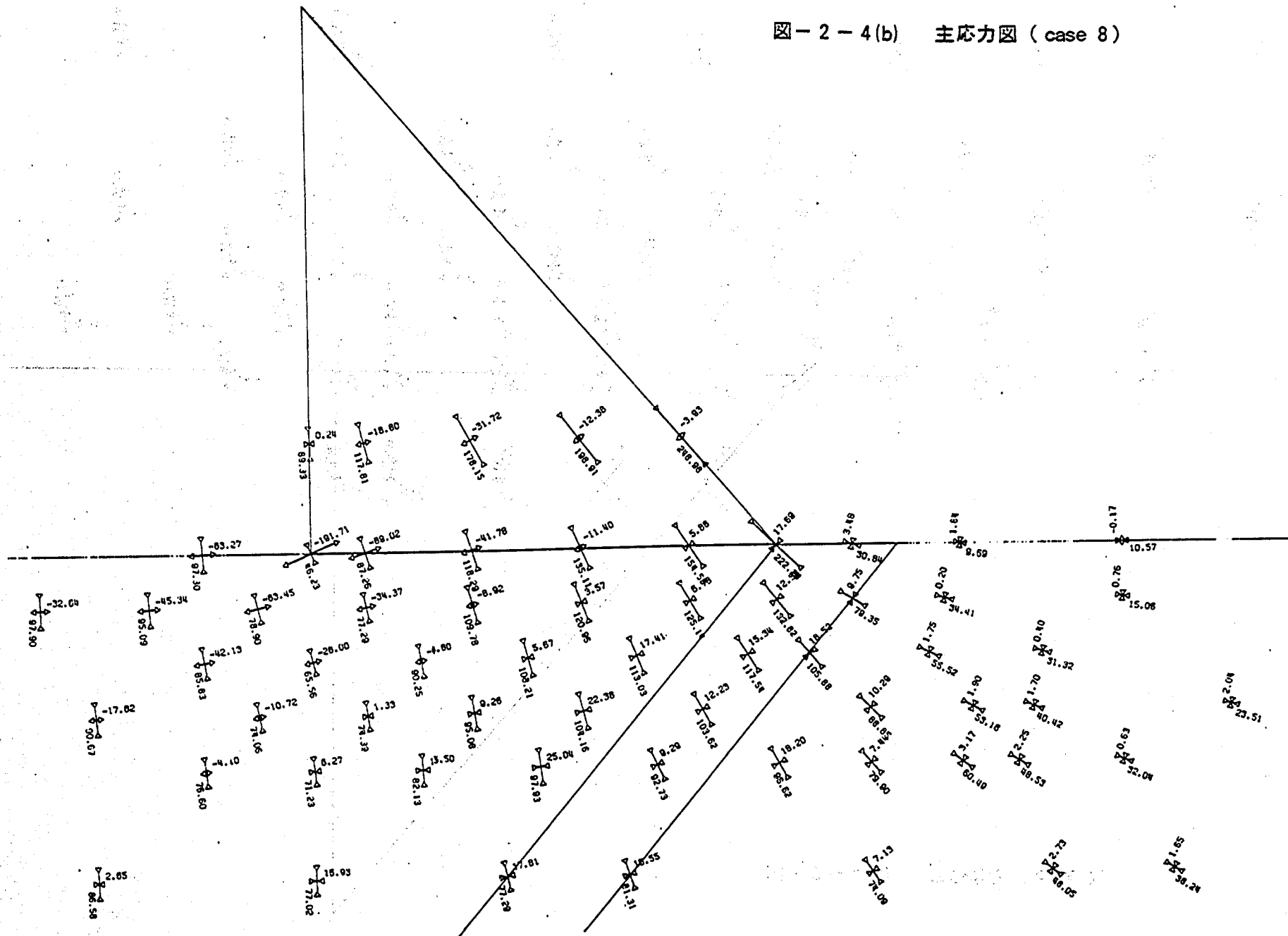


图-2-4(c) 主应力图 (case 9)

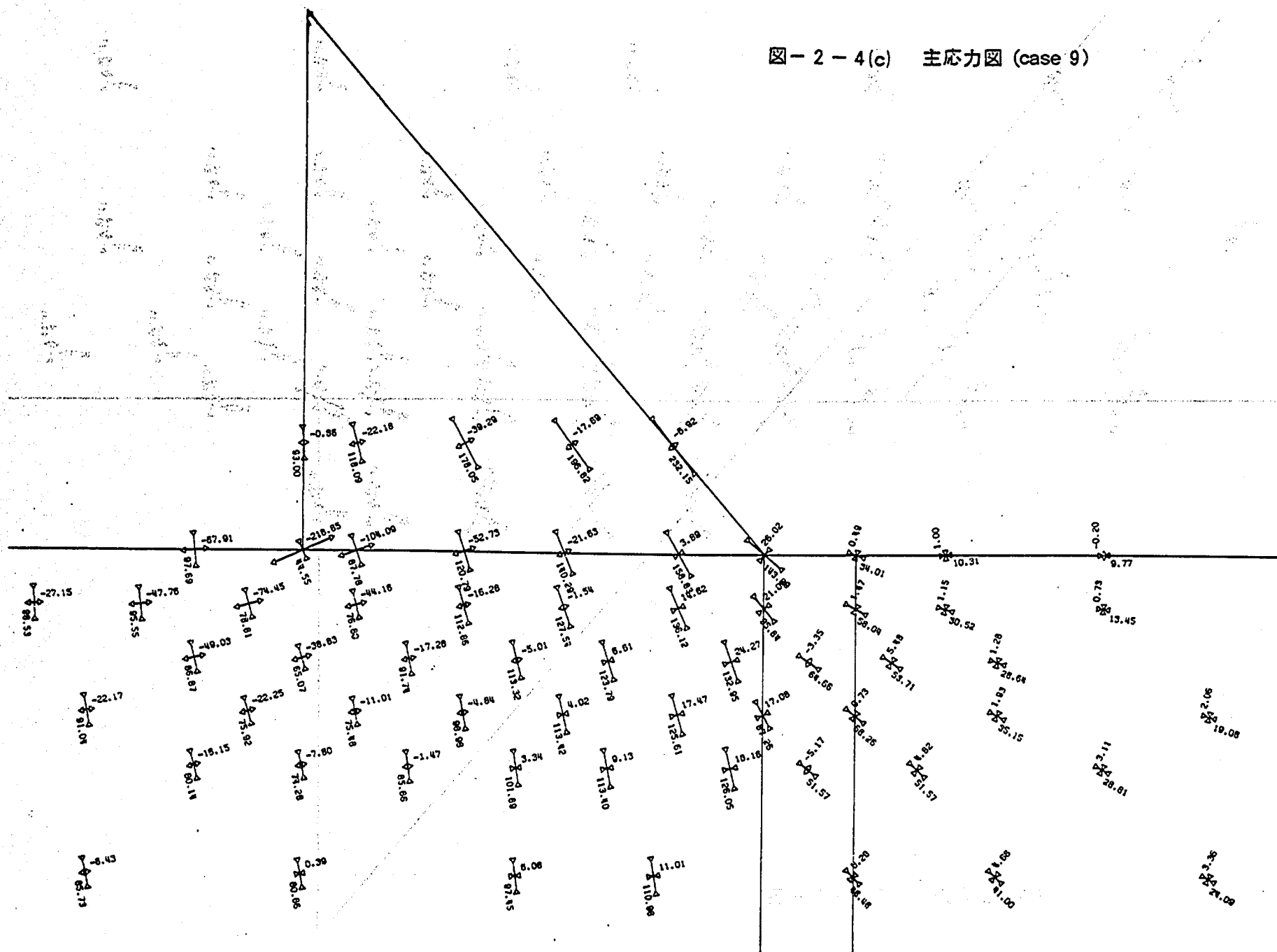


图-2-4(d) 主应力图 (case10)

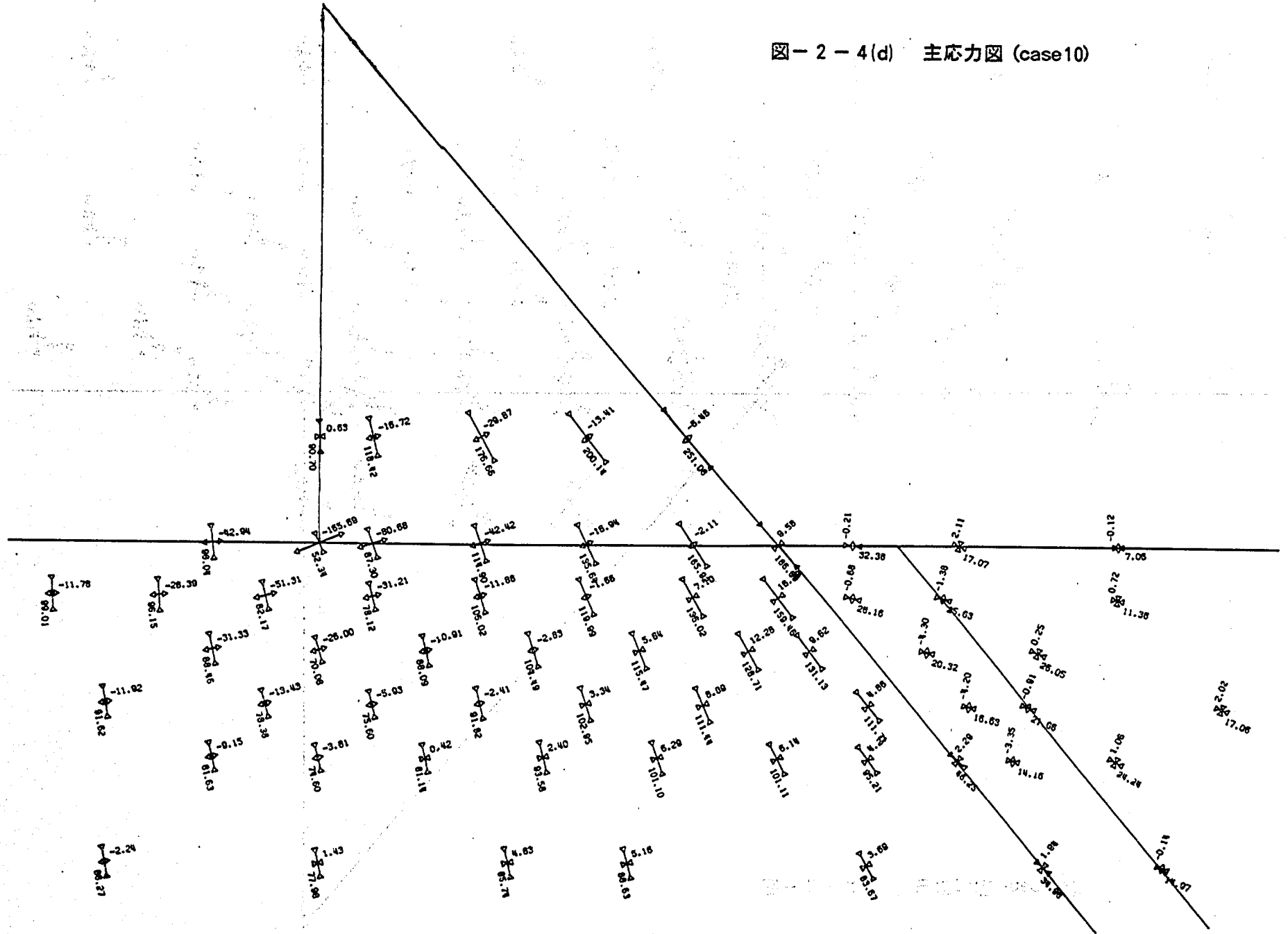
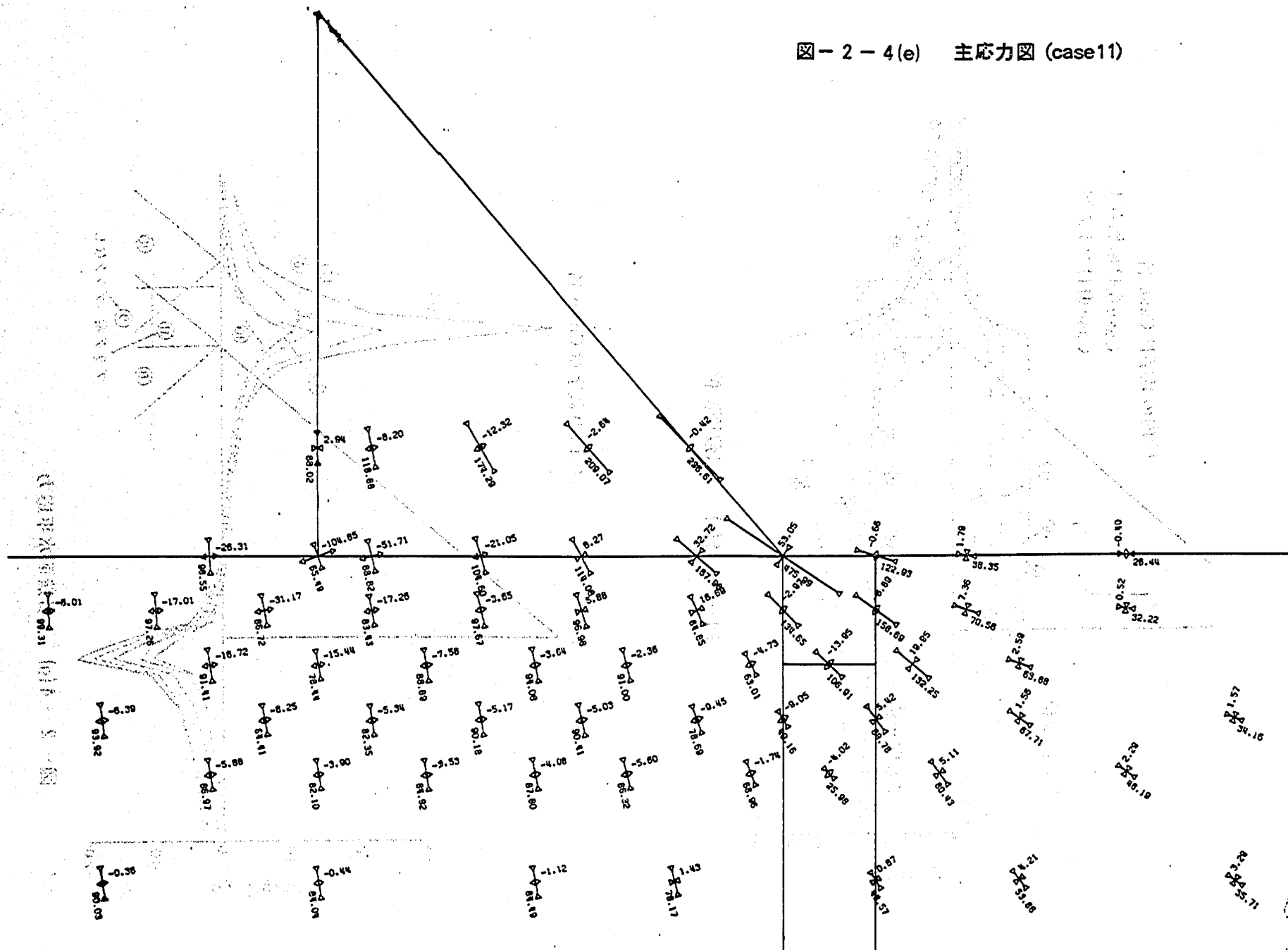


图-2-4(e) 主应力图 (case11)



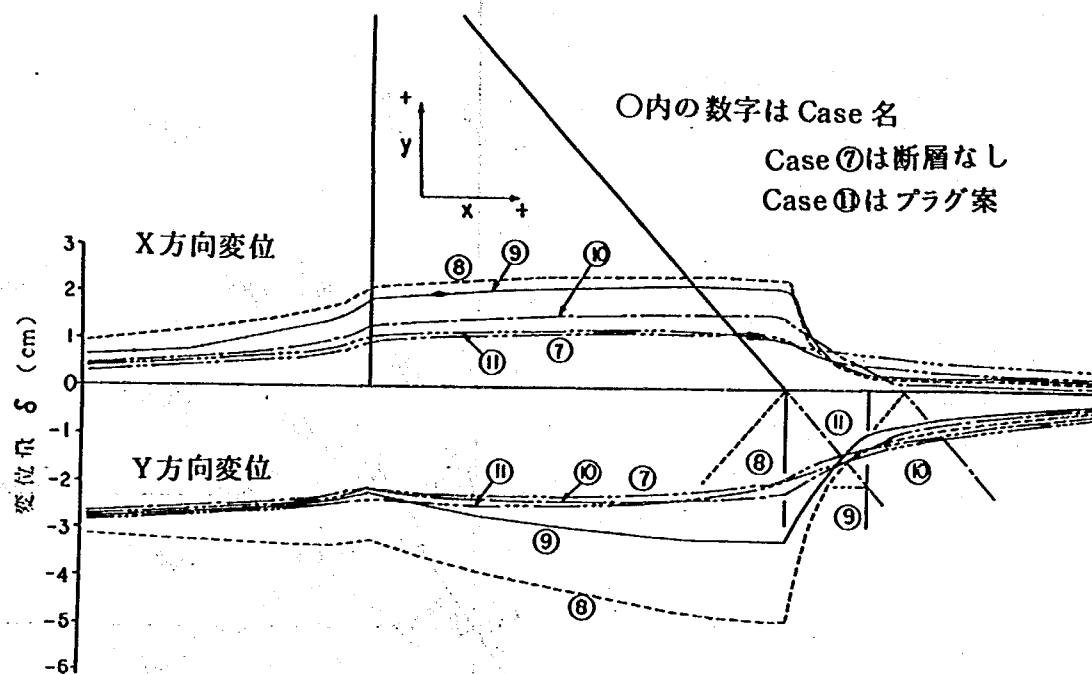


図-2-4(f) 岩着面変位

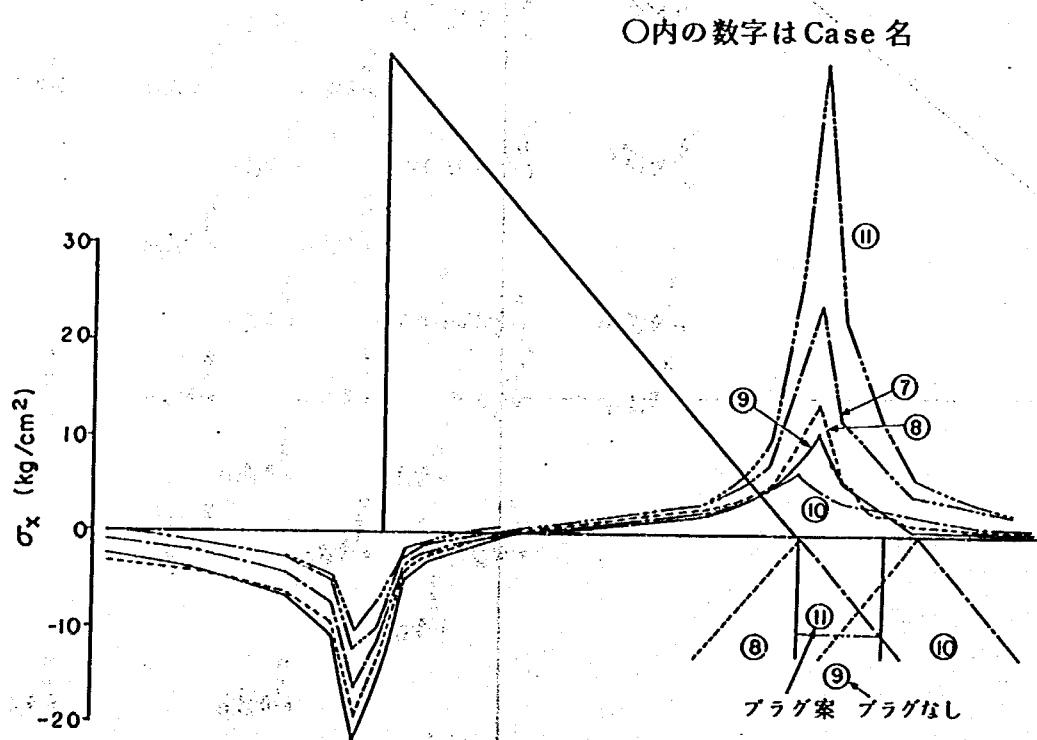


図-2-4(g) 岩着面水平応力

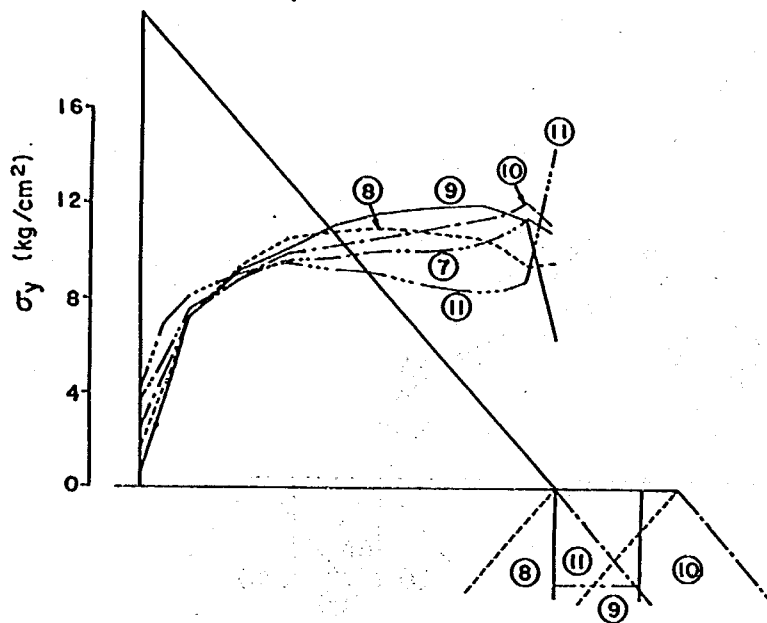


図-2-4(h) 岩着面鉛直応力

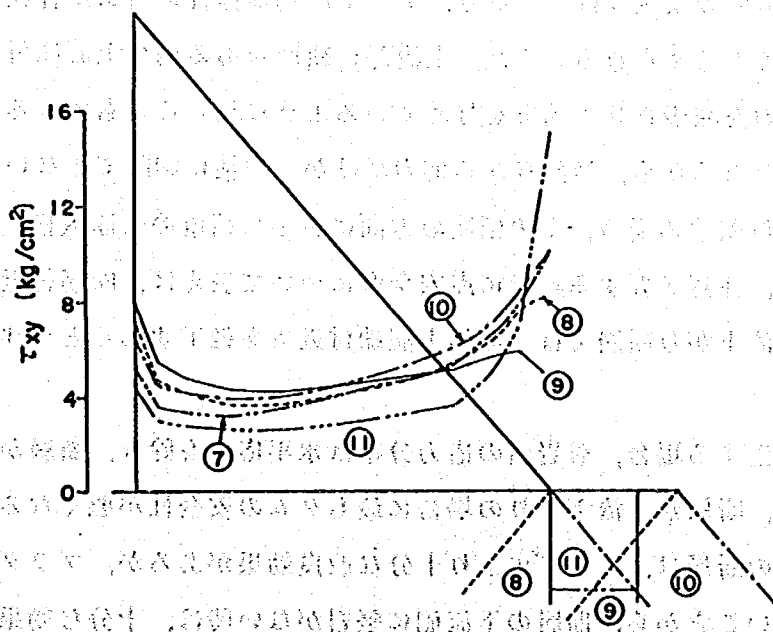


図-2-4(i) 岩着面せん断応力

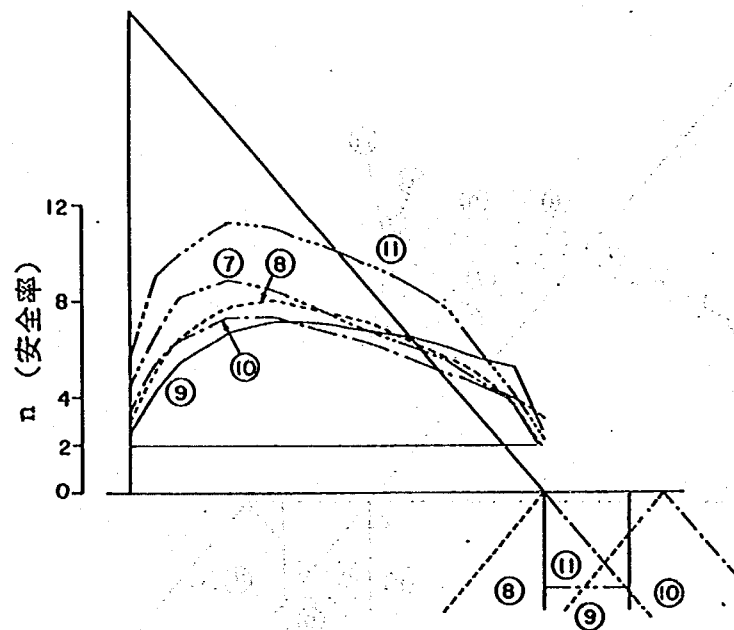


図-2-4(j) 岩着面点安全率

2.4 ま と め

ダム基礎岩盤内にダム軸と平行な断層がある時のダム及び基礎岩盤の安定性を二次元弾性計算によって解析を行った結果を要約すると

○重力ダムでは、荷重を下流方向へ広く伝えるため上流部にある断層では、あまり問題とならず断層が下流へと移るに従い堤体の安定性は悪くなり、ダム下流端堤体外に断層が存在する時、堤体は断層の影響を最もうけると考えられる。また、上流部に断層がある場合上流端付近で発生する水平方向に近い引張応力を減少させる効果を与えているように見ることが出来るが断層部では破壊荷重も小さいわけであるから、当然ながら応力だけから単純に判断できない。

○断層がダム下流端堤体内に位置する場合、その断層の方向によって荷重の伝達機構や、応力分布が極端に変わってくる為、注意を要する。特に点安全率について云えば、断層付近で低下することは勿論であるが、下流下がり断層では、堤体上流端付近でも低下することに注意を要する。

○断層がダム下流堤体外に位置する場合、着岩面の応力分布は水平応力を除き、断層がない場合と同じような傾向をなすが、断層が上流下がりの場合に最もダムの安全性が悪くなるようである。これら堤体下流端付近の断層は、プラグにより十分な改良効果があるが、プラグは下流へ力を伝える作用効果が大きいことから、断層の下流側に堅岩がない時は、十分な効果は期待しがたい。また、施工法、プラグ深さ等には十分な検討が必要である。

○下流端付近に断層がある時、Hennyの全体安全率、局所安全率等で堤体着岩面のすべりに対する安定性だけでなく堤体と岩盤を含めた全体的な安定性にも注目する必要がある。

3. 参考文献

- 1) 財団法人建設技術研究所「湯田ダム岩盤模型実験報告書」
- 2) 建設省東北地方建設局「湯田ダム工事誌」
- 3) 建設省土木研究所「川俣ダム基礎岩盤模型実験」土木研究所報告120号の1
- 4) 建設省関東地方建設局「川俣ダム工事誌」
- 5) 建設省土木研究所「下笠ダム基礎岩盤の安定解析」土木研究所資料第229号
- 6) 建設省九州地方建設局「松原下笠ダム図集」
- 7) 建設省土木研究所「大滝ダム基礎岩盤石膏模型実験報告書」
- 8) 株式会社応用地質調査事務所「大滝ダム・ダムサイト地質総括解析業務」
- 9) 建設省土木研究所「ダウエリングの設計法」土木研究所資料第456号
- 10) 建設省中部地方建設局「矢作ダム工事誌」
- 11) 日本工営株式会社「青森県遠部ダム有限要素法による堤体断面解析報告書」
- 12) 建設省土木研究所「ダム基礎岩盤の弱層処理法の1検討例」土木研究所資料第1419号
- 13) 建設省土木研究所「大石ダム堤体と基礎の安定解析報告書」土木研究所資料第827号
- 14) 建設省北陸地方建設局「大石ダム工事誌」
- 15) 建設省土木研究所「大渡ダム堤体と基礎の安定解析報告書」土木研究所資料第1331号
- 16) 建設省土木研究所「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
- 17) 山海堂「日本の多目的ダム」1980年度版
- 18) 建設省土木研究所「川俣ダム基礎岩盤模型実験」第16回直轄技術研究発表会
- 19) 建設省河川局「多目的ダムの建設第3巻」
- 20) 建設省土木研究所「FEM電子計算プログラム使用説明書」土木研究所資料第716号
- 21) 財団法人日本ダム協会「月刊ダム日本No.435」

ダム基礎岩盤における断層の
安定解析との処理

ISSN 号
土木研究所資料第 1754 号
昭和 57 年 2 月 (1982)
ダム構造研究室
斎藤孝三・白江健造
片平 博

キーワード：コンクリートダム，基礎岩盤，断層，安定解析，石
膏模型実験，FEM2次元弾性計算，基礎処理

要旨：断層を有するコンクリートダムの安定解析と処理
工法の事例をとりまとめたものである。

郵便はがき

305-□□

切手をはっ
て下さい

茨城県筑波郡

豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム構造研究室御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1754号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印