

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2340号

土 木 研 究 所 資 料

東乙原法面防災調査報告書

昭和61年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
研防部急傾斜地崩壊研究室

Copyright © (1986) 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 General 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、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

東乙原法面防災調査報告書

急傾斜地崩壊研究室 浅井涌太郎
仲野 公章
千葉 淳

要 旨

国道156号線東乙原地区の沿道斜面では、昭和51年9月の台風17号に伴う豪雨により斜面上部に亀裂が発生したため、のり枠工や抑止アンカー工等による防災対策がなされた。この防災工の機能を評価する目的で降雨の浸透および斜面の安定度に関するシュミレーションを実施した。降雨時の斜面内水圧分布を把握する為には、FEMによる飽和・不飽和の浸透流解析手法を用いた。また、斜面の安定度解析には地盤の不連続面を表現できる剛体バネモデル(RBSM)による解析手法を用いた。

上記手法を用いて解析を行った結果、通常考えられる降雨に対しては、既に実施された防災工事により、極めて危険な状況は、予想しがたいと考えられる。しかしながら、昭和51年の台風時の集中豪雨のような降雨の場合斜面中腹部において破壊にはいたらないが、地表近くに達する可能性のあるクラックが予想される結果を得た。

キーワード：斜面安定、降雨、アンカー、浸透、切り取り斜面。

まえがき

東乙原地区は、岐阜県岐阜市より、北北東 40 km、長良川の左岸側に走る国道 156 号沿いに位置する。

昭和 51 年 9 月の台風 17 号に伴う集中豪雨により、当刻斜面地形変換点に亀裂が発生した。この地すべりをそのまま放置すれば、国道 156 号を寸断することはもとより、長良川の氾濫を招くことが予想された。この為、昭和 51 年から地すべり発生機構に関する調査、地すべり対策工事、地すべり挙動の監視が行われてきた。

これらによって、地すべりは現在小康化していると考えられるが、対策工のアンカーの緊張力の計測結果によると、一部のアンカーに応力が集中する傾向が見られ、今後のアンカーの挙動に危険性が生じる可能性が考えられた。

そこで、東乙原地区地すべりについて、台風時の斜面安定解析、防災工事終了後の一般降雨時の斜面安定解析、防災工事終了後の異常降雨時の斜面安定解析を行った。

解析は、地山の状態、降雨の条件および対策工事を考慮に入れて、有限要素法（飽和－不飽和浸透流解析）や剛体－バネモデル（斜面安定度解析）を用いて解析を行い、この斜面の安定性およびアンカー挙動を検討し、今後の斜面管理上の対応について考える際の基礎資料を得ようとするものである。

なお、本報告は建設省中部地方建設局岐阜国道工事事務所が昭和 59 年度に実施した検討成果および当事務所の御依頼により、昭和 60 年度に建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室が実施した検討成果をとりまとめたものである。

昭和 61 年 3 月

急傾斜地崩壊研究室長	浅井涌太郎
主任研究員	仲野 公章
部外研究員	千葉 淳

目 次

まえがき

1. 解析ケース	1
2. 解析手法	2
2-1 浸透流解析	2
2-1-1 支配方程式	2
2-1-2 有限要素法による離散化	3
2-1-3 形状関数	4
2-1-4 有限要素法による浸透流解析の基本式	5
2-2 降雨による影響解析	6
2-2-1 基本式	6
2-2-2 剛性方程式	8
2-2-3 R B S Mの等価節点力	9
2-2-4 R B S Mの弾塑性状態の応力とひずみの関係	10
3. 解析断面	12
4. 地盤定数と入力条件の検討	16
4-1 浸透流解析	16
4-2 降雨による影響解析などの斜面安定度解析	16
4-3 浸透流解析の入力定数	16
4-4 R B S Mの入力定数	24
4-5 降雨パターンの検討	24
4-5-1 降雨パターンの考え方	24
4-5-2 入力条件として用いた降雨パターン	43
4-5-3 台風時の降雨パターン	44
5. 要素分割	45
5-1 R B S Mの要素分割	45
5-2 浸透流解析の要素分割	48
6. 数値計算結果	50
6-1 浸透流解析	50
6-1-1 ケース S-1 の浸透流解析	50
6-1-2 ケース S-2 の浸透流解析	50
6-1-3 ケース S-3 の浸透流解析	50
6-1-4 ケース S-4 の浸透流解析	57
6-1-5 ケース S-5 の浸透流解析	61
6-1-6 台風時の浸透流解析	69
6-2 斜面崩壊解析への荷重の考え方	69

6-3 斜面安定度解析	71
6-3-1 ケース R-1 (初期応力状態)	72
6-3-2 防災工事以前の斜面安定度解析	72
イ) ケース R-2 の斜面安定度解析	72
ロ) ケース R-3 の斜面安定度解析	73
6-3-3 防災工事終了後の斜面安定度解析	73
イ) ケース R-4 の斜面安定度解析	73
ロ) ケース R-5 の斜面安定度解析	73
ハ) ケース R-6 の斜面安定度解析	74
ニ) ケース R-7 の斜面安定度解析	74
ホ) ケース R-8 の斜面安定度解析	74
ヘ) ケース R-9 の斜面安定度解析	74
7. 降雨量とアンカー緊張力の関係	95
8. 総合解析	97
あとがき	99
付録 解析入力条件, 地盤定数設定の為に用いた資料	100

1. 解析ケース

解析ケースを表 1.1 に示す。浸透流解析においては、地すべりが発生した昭和 51 年の台風 17 号の降雨を用い、シミュレーションにより間隙水圧の挙動を把握し、東乙原地区の通常考えられる降雨について検討する。

また、斜面安定度解析においては、防災工事以前の状況と防災工事終了後の安全性の検討、降雨パターンの違いによる安全性の検討を行う。

表 1.1 解 析 ケ ー ス

解 析 名	降 雨 条 件			解 析 手 法
	総 雨 量	時 間	降 雨 曲 線	
浸透流解析				有限要素法
ケース S-1	120	25	Sin 曲線	
ケース S-2	150	20	"	
ケース S-3	150	30	5 mm/h 一定	
ケース S-4	150	30	60 mm/2h の集中	
ケース S-5	200	40	Sin 曲線	
ケース S-6	1,070	107	折線近似	
斜面安定度解析				剛体・バネモデル
1. 初期応力解析				
ケース R-1				
2. 防災工事以前				
ケース R-2	150	20	Sin 曲線	
ケース R-3	1,070	107	折線近似	
3. 防災工事終了				
ケース R-4	120	25	Sin 曲線	
ケース R-5	150	20	"	
ケース R-6	150	30	5 mm/h 一定	
ケース R-7	150	30	60 mm/2h の集中	
ケース R-8	200	40	Sin 曲線	
ケース R-9	1,070	107	折線近似	

2. 解析手法

2.1 浸透流解析

今回の解析で用いた浸透流解析方法は、飽和・不飽和領域が混在する地盤にも適用できるものであり、最近数多く用いられつつある。以下その概略について述べる。

2-1-1 支配方程式

土の中の水の流れは、次の連続式を満たす。

$$V \cdot (\rho \cdot \vec{V}) + \partial(\rho \cdot \theta) / \partial t + \rho \cdot S = 0 \quad (2-1)$$

ここに、 ρ : 水の密度、 $\vec{V}$: 流速ベクトル、 θ : 土の単位体積に含まれる水の体積 (= 体積含水率)、 S : 土の単位体積中の湧水量または吸水量、 V : 微分演算子である。

浸透の層流では、透水係数(K)、全水頭(h)としてダルシー則

$$\vec{V} = -K \cdot \nabla h \quad (2-2)$$

が成り立つ。

さらに、体積含水率(θ)は、土の間隙率(n)と飽和度(S_w)から、

$$\theta = n \cdot S_w \quad (2-3)$$

と表わされる。以上の3つの式より、

$$\begin{aligned} -\rho \cdot S + V \cdot (\rho \cdot K \cdot \nabla h) &= \partial(\rho n \cdot S_w) / \partial t \\ &= d(\rho n \cdot S_w) / d\varphi \cdot \partial\varphi / \partial t \\ &= [(n \cdot S_w) d\rho / d\varphi + (\rho \cdot S_w) dn / d\varphi \\ &\quad + (\rho n) dS_w / d\varphi] \cdot \partial\varphi / \partial t \quad (2-4) \end{aligned}$$

を得る。ここに、 φ は圧力水頭 (不飽和域では毛管ポテンシャル) であり、

$$h = \varphi + X_3 + 2V^2 / g \doteq \varphi + X_3$$

(浸透水では、 $V^2 \doteq 0$)

である。

(2-4)式の第1項は、圧力水頭による水の圧縮性を考慮する時に必要なものである(例えば、応力連成、液状化解析など)。第2項は、間隙率が変化する時に必要である(例えば、圧密解析)。ここでは、第1項を無視し、さらに不飽和域では、間隙率は、不変であって水の圧縮性を考慮しないものとして考える。

まず、圧力水頭による水の圧縮性を考慮しないことから、 $d\rho / d\varphi = 0$ であり、さらに、(2-4)式の両辺を ρ で割って、

$$\begin{aligned} -S + V \cdot (K \cdot \nabla h) &= \partial \cdot (n \cdot S_w) / \partial t \\ &= (S_w dn / d\varphi + n \cdot dS_w / d\varphi) \cdot \partial\varphi / \partial t \quad (2-5) \end{aligned}$$

不飽和域では、間隙率は不変であるとする、 $n = \text{const}$ $dn / d\varphi = 0$ であるから、

$$\begin{aligned} S_w dn / d\varphi + n dS_w / d\varphi &= n dS_w / d\varphi \\ &= d(n S_w) / d\varphi \\ &= d\theta / d\varphi \end{aligned}$$

よって、 $C(\varphi) = d\theta / d\varphi$ (比水分容量) と置くと、

$$S_w \cdot dn / d\varphi + n \cdot d \cdot S_w / d\varphi = C(\varphi)$$

さらに、任意定数 $\alpha = 0$ と置くと、

$$= C(\varphi) + 0 \cdot S_s = C(\varphi) + \alpha \cdot S_s$$

となる。

一方、飽和域では、飽和度が一定であるか

$$S_w = 1.0, \quad d S_w / dn = 0 \text{ となり,}$$

$$\begin{aligned} S_w \cdot dn / d\varphi + n \cdot S_w / d\varphi &= S_w \cdot dn / d\varphi \\ &= 1 \cdot dn / d\varphi \end{aligned}$$

よって、 $S_s = dn / d\varphi$ (比貯留関数), 任意定数 $\alpha = 1$ と置くと、

$$\begin{aligned} S_w \cdot dn / d\varphi + n \cdot d \cdot S_w / d\varphi &= 1 \cdot S_s \\ &= \alpha \cdot S_s \end{aligned}$$

さらに、 $C(\varphi) = 0$ とし、

$$= D + \alpha \cdot S_s = C(\varphi) + \alpha \cdot S_s$$

となる。

[なお、 $C(\varphi) \neq 0$ としても、 $C(\varphi) = d\theta / d\varphi = d(n \cdot S_w) / d\varphi = S_w \cdot dn / d\varphi + 1 \cdot dn / d\varphi$ より、 $S_w \cdot dn / d\varphi + n \cdot d \cdot S_w / d\varphi = \alpha \cdot S_s$ と置ける。

したがって、(2-5) 式は、

$$-S + V \cdot A \cdot Vh - B \cdot \partial h / \partial t = 0 \quad (2-6)$$

$$A = K(\varphi)$$

$$B = C(\varphi) + \alpha \cdot S_s \quad (\text{不飽和域で } \alpha = 0)$$

$$(C(\varphi) = d\theta / d\varphi \text{ 比貯水分容量})$$

$$(S_s = dn / d\varphi \text{ 比貯留係数})$$

$$(h = \varphi + X_3)$$

$$(S = \varphi \text{ に無関係})$$

2-1-2 有限要素法による離散化

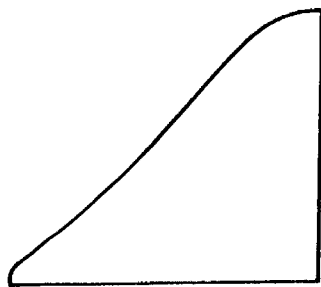
地盤中の飽和・不飽和浸透流を解析するためには、(2-6) 式を解く必要があるが、現実の複雑な境界条件での理論解を求めることは至難といえる。そこで、このような複雑な方程式を解く方法として発展したのが有限要素である。すなわち、(2-6) 式を図-2.1(a)のような要素全体にわたって適用するのではなく、図-2.1(b)のように対象を有限な要素の集合体と考え、この分割した各々の要素において、(2-6) 式を適用すれば、問題が易しくなる。以下は、この有限要素 e について適用して議論を進める。

さて、(2-6) 式の未知数には座標と時間の関数で表わされるが、これを変数分離形として、

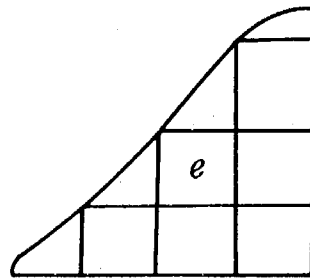
$$h(X_i, t) = N_m(X_i) \cdot h_m(t) \quad (m = 1, 2, \dots) \quad (2-7)$$

と仮定する。ここに、 $N_m(X_i)$ は要素 e 内の座標 X_i ($i = 1, 3$) で定まる形状関数で、 $h_m(t)$ は要素 e 内において時間 (t) だけで定まるパラメータである。

(2-7) 式を(2-6) 式に代入すると(2-7) 式は仮定したものであるから、(2-6) 式を厳密には満足しないから、



(a) 現実の斜面



(b) 有限要素の集合体

図-2.1 解析領域の有限要素分割

$$-S + \nabla \cdot A \nabla \{N_m(X_i) \cdot h_m(t)\} - B \partial \{N_m(X_i) \cdot h_m(t)\} / \partial t = R \quad (2-8)$$

となり、残差 R が生じる。したがって、最良の近似解はこの R が領域のすべての点で最小となるものである。すなわち、 R が恒等的に零となるような h を求めることである。そこでこの残差が零となる関数 $\omega(X_i)$ (= 重み関数) があつたとして、(2-8) 式の両辺に、これをかけて積分する。

$$S_v \omega(X_i) \cdot R dv = -S_v \omega(X_i) \cdot S dv + S_v \omega(X_i) [\nabla \cdot A \nabla (N_m \cdot h_m) - B \partial (N_m \cdot h_m) / \partial t] dv = 0 \quad (2-9)$$

となるこの重み関数 $\omega(X_i)$ としてガラーキン法を用いると、 $\omega_n(X_i) = N_m(X_i)$ として、

$$-S_v N_n \cdot S dv + S_v N_n [\nabla \cdot A \nabla (N_m \cdot h_m) - B \partial (N_m \cdot h_m) / \partial t] dv = 0$$

さらに、 A 、 h_m は φ の関数であるから、

$$-S_v N_n \cdot S dv + S_v A N_n \nabla \cdot \nabla N_m \cdot h_m dv - S_v B N_n N_m \partial h_m / \partial t dv = 0 \quad (2-10)$$

となる。ここで、グリーン・ガウスの定理

$$S_v u \nabla \cdot \nabla v dv = S_s u \nabla v \vec{n} d\sigma - S_v \nabla u \cdot \nabla v dv \quad (2-11)$$

を適用して、

$$S_v N_n \cdot S dv + S_v A \nabla N_n \cdot \nabla N_m \cdot h_m dv - S_s A N_n \cdot \nabla N_m \cdot h_m \vec{n} d\sigma + S_v B N_n N_m \partial h_m / \partial t dv = 0 \quad (2-12)$$

が、要素 e について成り立つ。

したがって、解析領域全体に対して、

$$\sum_{e=1}^N [S_v N_n^e \cdot S^e dv + S_v A^e \nabla N_n^e \cdot \nabla N_m^e \cdot h_m^e dv - S_s A^e N_n^e \cdot \nabla N_m^e \cdot h_m^e \vec{n} d\sigma + S_v B^e N_n N_m^e \partial h_m^e / \partial t dv] = 0 \quad (2-13)$$

を得る。

2-1-3 形状関数

形状関数とは、分割した有限要素内の任意点とある量 h と、各節点での h の値との関係を示す関数と定義される。ここでは、図-2.2のような三角形要素について、最も一般的な形状関数を求める。今、未知量(h)を圧力水頭として座標(x_1, x_3)を用いた次式を仮定する。

$$h = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot x_1 + \alpha_3 \cdot x_3$$

したがって、各節点、 i, j, m において、

$$h_i = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot x_1^i + \alpha_3 \cdot x_3^i$$

$$h_j = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot x_1^j + \alpha_3 \cdot x_3^j$$

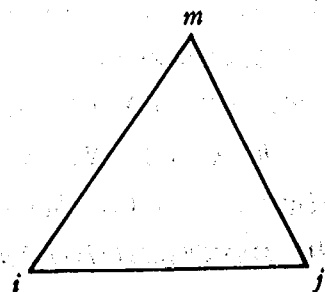


図-2.2 三角形有限要素 e

$$h_m = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot x_1^m + \alpha_3 \cdot x_3^m$$

すなわち,

$$\begin{vmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_1^i & x_3^i \\ 1 & x_1^j & x_3^j \\ 1 & x_1^m & x_3^m \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{vmatrix}$$

が成り立つ。したがって係数 $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$ はマトリックス演算より,

$$\begin{vmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_1^i & x_3^i \\ 1 & x_1^j & x_3^j \\ 1 & x_1^m & x_3^m \end{vmatrix} \begin{vmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{vmatrix} = \frac{1}{2 \cdot \Delta} \begin{vmatrix} a_i & a_j & a_m \\ b_i & b_j & b_m \\ c_i & c_j & c_m \end{vmatrix} \begin{vmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{vmatrix}$$

となる。ここに,

Δ = 三角形 $i \ j \ m$ の面積

$$\begin{aligned} a_i &= \begin{vmatrix} x_1^j & x_1^m \\ x_3^j & x_3^m \end{vmatrix}, & b_i &= - \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ x_3^j & x_3^m \end{vmatrix}, & c_i &= \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ x_1^j & x_1^m \end{vmatrix} \\ a_j &= - \begin{vmatrix} x_1^i & x_1^m \\ x_3^i & x_3^m \end{vmatrix}, & b_j &= \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ x_3^i & x_3^m \end{vmatrix}, & c_j &= - \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ x_1^i & x_1^m \end{vmatrix} \\ a_m &= \begin{vmatrix} x_1^i & x_1^j \\ x_3^i & x_3^j \end{vmatrix}, & b_m &= - \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ x_3^i & x_3^j \end{vmatrix}, & c_m &= \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ x_1^i & x_1^j \end{vmatrix} \end{aligned}$$

である。

したがって,

$$\begin{aligned} h &= [\alpha_1 \ \alpha_2 \ \alpha_3] \begin{vmatrix} 1 \\ x_1 \\ x_3 \end{vmatrix} = \frac{1}{2 \cdot \Delta} [1 \ x_1 \ x_3] \begin{vmatrix} a_i & a_j & a_m \\ b_i & b_j & b_m \\ c_i & c_j & c_m \end{vmatrix} \begin{vmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{vmatrix} \\ &= [N_i \ N_j \ N_m] \begin{vmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{vmatrix} \dots\dots\dots (2-14) \end{aligned}$$

となる。ここに,

$$N_i = 1 / (2 \cdot \Delta) \cdot (a_i + b_i \cdot x_1 + c_i \cdot x_3)$$

$$N_j = 1 / (2 \cdot \Delta) \cdot (a_j + b_j \cdot x_1 + c_j \cdot x_3)$$

$$N_m = 1 / (2 \cdot \Delta) \cdot (a_m + b_m \cdot x_1 + c_m \cdot x_3)$$

である。この $N^e = (N_i, N_j, N_m)$ を形状関数といい、有限要素の各節点の h_i がわかれば任意点 (x_1, x_3) の h を求めることができる。

2-1-4 有限要素法による浸透流解析の基本式

透水係数 $K_{ij}(\varphi)$ を

$$K_{ij}(\varphi) = K_{ij}^s \cdot K_r(\varphi) \dots\dots\dots (2-15)$$

とする。ここに、 K_{ij}^s : 飽和状態の透水係数

K_r : 圧力水頭または体積含水率の関数 ($0 \leq K_r \leq 1$)

である。そして、各要素内の K_{ij}^s および比貯留係数 S_r は一定とし、 $K_r(\varphi)$ 、 $C(\varphi)$ は

$$\begin{aligned} K_r &= K_1' N_1 \\ C_r &= C_1 N_1 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

とする。(2-15), (2-16) 式を (2-13) 式に代入して,

$$\begin{aligned} \sum_{e=1}^N \{ S_v K_1' K_{ij}^s N_1^e \nabla N_n^e \nabla N_m^e \cdot h_m^e dv \\ + S_v (C_1 N_1^e + \alpha S_s) N_n^e N_m^e dv d h_m^e / dt \} \\ = \sum_{e=1}^N \{ S, K_1' K_{ij}^s N_1^e N_n^e \nabla N_m^e \cdot h_m^e \vec{n} d\sigma - S_v N_n^e \cdot S^e dv \} \quad \dots\dots\dots (2-17) \end{aligned}$$

を得る。これを整理して,

$$A_{nm} \cdot h_m + F_{nm} \cdot d h_m / dt = Q_n + B_n - D_n \quad (n, m = 1, 2, \dots, N) \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

となる。ここに

$$A_{nm} = \sum K_1' K_{ij}^s S_v N_1 \partial N_n / \partial X_j \cdot \partial N_m / \partial X_j dv \quad (i, j = 1, 3) \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

$$F_{nm} = \sum S_v (C_1 N_1 N_n + \alpha S_s N_n) N_m dv \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

$$Q_n = \sum S, K_1' K_{ij}^s N_1 N_n \nabla \varphi \vec{n} d\sigma \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

$$B_n = \sum S_v K_1' K_{ij}^s N_1 \partial N_1 / \partial X_i \partial N_n / \partial X_j dv \quad \dots\dots\dots (2-22)$$

$$D_n = \sum S_v S N_n dv \quad \dots\dots\dots (2-23)$$

である。

さらに, (2-18) 式中の時間に関する 1 階微分の後退差分を用いて次の漸化式を得る。

$$\begin{aligned} A_{nm}^{k+1} + F_{nm}^{k+1} \cdot 1 / \Delta t^k \cdot h_m^{k+1} = Q_n^{k+1} + B_n^{k+1} - D_n^{k+1} \\ + F_{nm}^{k+1} \cdot 1 / \Delta t^k \cdot h_m^k \quad \dots\dots\dots (2-24) \end{aligned}$$

これが今回の解析で用いた有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析の基本式となる。

2-2 降雨による影響解析

有限要素法は, 複雑な構造物の応力変形浸透などの問題を数値的に解く手法として優れており, 斜面問題にも最近盛んに用いられている。しかしながら, 有限要素法は, 節点の連続を仮定したものである為に, 今回の解析のように, 地盤のクラックやすべりといった不連続現象に適合した場合, その解析結果は, 誤差の大きいものとなる場合が考えられる。

今回の解析では, 剛体バネモデルを用いた離散化数値解析手法 (以下 RBSM) を使った。

2-2-1 基本式

降雨による斜面崩壊現象では, 次の力のつりあい式が成り立つ。

$$\{K\} \cdot \{U\} = \{F\} \quad \dots\dots\dots (2-25)$$

ここに, $\{K\}$: 系の剛性マトリックス

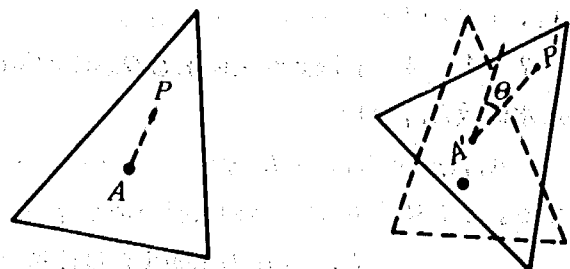
$\{U\}$: 系の未知変位ベクトル

$\{F\}$: 系の外力ベクトル

である。そして, 2-1-2 で述べたように解析対象領域を分割した各要素から, $\{K\}, \{U\}, \{F\}$ を組立てることを考えればよい。

さて, RBSM では, 図-2.3 のように分割した各要素は, 剛体変形をすると仮定する。

今, 要素重心の変位を $U_g = (U_g, V_g, O_g)$,



(変形前) (変形後)

図-2.3 RBSMの剛体変位

任意点の変位を $U = \{U, V\}$ とすると,

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & y - y_g \\ 0 & 1 & -(x - x_g) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_g \\ v_g \\ \theta_g \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2-26)$$

が成り立つ。ここに剛体回転量 θ_g は、時計回りを正とする。この式をマトリックス表示すると,

$$U = Q \cdot U_g$$

となり、 Q は (2-14) 式の形状関数 N に相することがわかる。

次に、図-2.4 のように 2 つの RBSM 要素の変形後の相当変位ベクトル δ は、図中のような局所座標 (x, y) をとると,

$$\delta = M \cdot U_i$$

$$\begin{bmatrix} \delta_d \\ \delta_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2-27)$$

ここに、 δ_d : 共有辺 jm に垂直な相対変位

δ_s : 共有辺 jm に平行な相対変位

である。

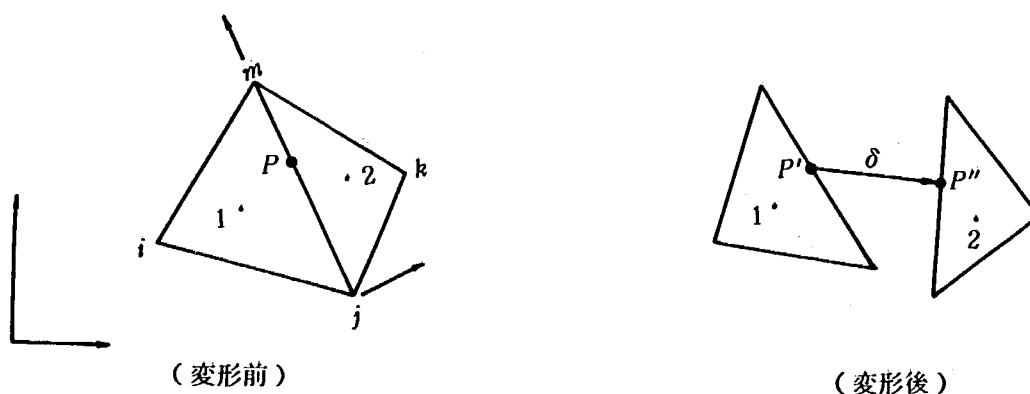


図-2.4 RBSM 2 要素間の相対変位

さらに、RBSM のひずみを次のように定義する。

$$\epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_d \\ \tau_s \end{bmatrix} = \frac{1}{h_1 + h_2} \begin{bmatrix} \delta_d \\ \delta_s \end{bmatrix} = \frac{1}{h} \delta \dots\dots\dots (2-28)$$

ここに、 h_1, h_2 はそれぞれ要素 1, 2 の重心から共有辺 jm に下した垂線の長さを表す。

RBSM では、各要素間に伝達される力は図-2.5 のように剛体要素辺上に分布した 2 種類のバネによるものとする。1 つは垂直応力 σ_n を伝える垂直バネ、他の 1 つは、せん断応力 τ_s を伝えるせん断バネである。この 2 つの応力 (σ_n, τ_s) と RBSM のひずみ (ϵ_d, τ_s) の間の応力ひずみ関係を、弾性範囲では次式を仮定する。

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau_s \end{bmatrix} = (h_1 + h_2) \begin{bmatrix} k_d & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_d \\ \tau_s \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2-29)$$

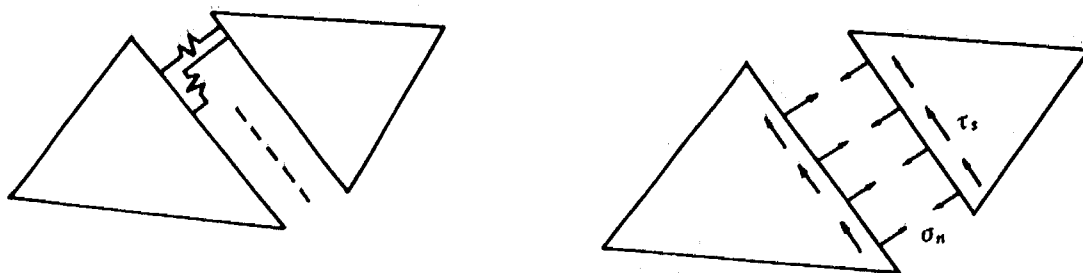


図-2.5 RB SMのバネ

ここに、 k_d 、 k_s はバネ定数であり、平面ひずみ条件では

$$\begin{aligned} k_d &= (1-\nu)E / \{ (1+\nu) \cdot (1-2\nu) \} \cdot 1 / (h_1 + h_2) \\ k_s &= E / (1+\nu) \cdot 1 / (h_1 + h_2) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-30)$$

とする。ここで、参考としてフックの弾性体の式を掲げる。

$$\begin{vmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{vmatrix} = \frac{(1-\nu) \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \begin{vmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & 0 \\ \nu/(1-\nu) & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2(1-\nu) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \tau_{xy} \end{vmatrix}$$

以上(2-26)～(2-30)式がRB SMの基本式であり、RB SMでは、2つの要素間において節点の連続性とはまったく無関係であることがわかる。

2-2-2 剛性方程式

バネに蓄えられるひずみエネルギー W' は、バネの変位 S 、バネ定数を K とすると、

$$W' = 1/2 \cdot K \cdot S^2$$

で与えられる。同様にRB SMの2要素間に分布したバネに蓄えられるひずみエネルギー W は、

$$W = 1/2 S_1 \delta^t \cdot D \cdot \delta ds \quad (1: \text{共有辺の長さ}) \quad \dots\dots\dots (2-31)$$

で与えられる。ここに、 D はバネ定数マトリックスで、

$$D = \begin{vmatrix} k_d & 0 \\ 0 & k_s \end{vmatrix}$$

として与えられる。

(2-26)、(2-27)より

$$\begin{aligned} \delta &= M \cdot U \\ &= M \cdot R \cdot U_i \quad (R \text{は座標変換マトリックス}) \\ &= M \cdot R \cdot Q \cdot U_{gi} \end{aligned}$$

であるから、(2-31)式は、

$$W = 1/2 S_1 U_{gi}^t \cdot B^t \cdot D \cdot B \cdot U_{gi} ds \quad \dots\dots\dots (2-32)$$

となる。ここに、

$$B = M \cdot R \cdot Q$$

である。

さらに、カスティリャーノ定理

$$\partial W / \partial U_{gi} = F_i$$

より

$$\sum \{ S_1 (B_e^t) \cdot (D_e) \cdot (B_e) ds \cdot \{ U_g \} \} = \sum \{ F_e \}$$

を得る。ここで、要素剛性マトリックス $[K_e]$ を

$$[K_e] = S_1 [B_e^T] \cdot [D_e] \cdot [B_e] ds$$

とすると、全解析領域において次の平衡方程式が成り立つ。

$$[K] \cdot \{U_g\} = \{F\} \dots\dots\dots (2-33)$$

上式が、今回解析で用いた R B S M による降雨による影響解析などの応力変形解析に用いた平衡方程式である。

2-2-3 R B S M の等価節点力

R B S M の要素辺上に分布する応力から要素重心に作用する等価節点力は図-2.6 のように座標系をとると、

$$df_x^1 = \sigma_x \cdot t ds$$

$$df_y^1 = \sigma_y \cdot t ds$$

$$df_M^1 = \{-\sigma_x (y_{g1} - y) - \sigma_y (x - x_{g1})\} \cdot t ds$$

となる。ここに (x_{g1}, y_{g1}) は要素 1 の重心の座標である。したがって、

$$\begin{vmatrix} df_x^1 \\ df_y^1 \\ df_M^1 \\ df_x^2 \\ df_y^2 \\ df_M^2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ (y - y_{g1}) & -(x - x_{g1}) \\ -1 & 0 \\ 0 & -1 \\ -(y - y_{g2}) & (x - x_{g2}) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{vmatrix} \cdot t ds$$

を得る。また局所座標系の応力 $(\bar{\sigma}_n, \bar{\tau}_s)$ と全体座標系の応力 (σ_x, σ_y) との関係は、

$$\begin{vmatrix} \bar{\sigma}_n \\ \bar{\tau}_s \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1_1 & m_1 \\ 1_2 & m_2 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{vmatrix}$$

$$\sigma = R \cdot \sigma$$

で、座標の変換マトリックス (R) の直交性より $R^{-1} = R^T$ より

$$df = \begin{vmatrix} 1_1 & m_1 \\ m_1 & m_2 \\ 1_1 (y - y_{g1}) - m_1 (x - x_{g1}) & 1_2 (y - y_{g1}) - m_1 (x - x_{g1}) \\ -1_1 & -1_2 \\ -m_1 & -m_2 \\ -1_1 (y - y_{g2}) + m_1 (x - x_{g2}) & -1_2 (y - y_{g2}) + m_1 (x - x_{g2}) \end{vmatrix} \sigma \cdot t ds$$

$$= -B^T \cdot \sigma \cdot t ds$$

と表される。

したがって、等価節点力 F は、

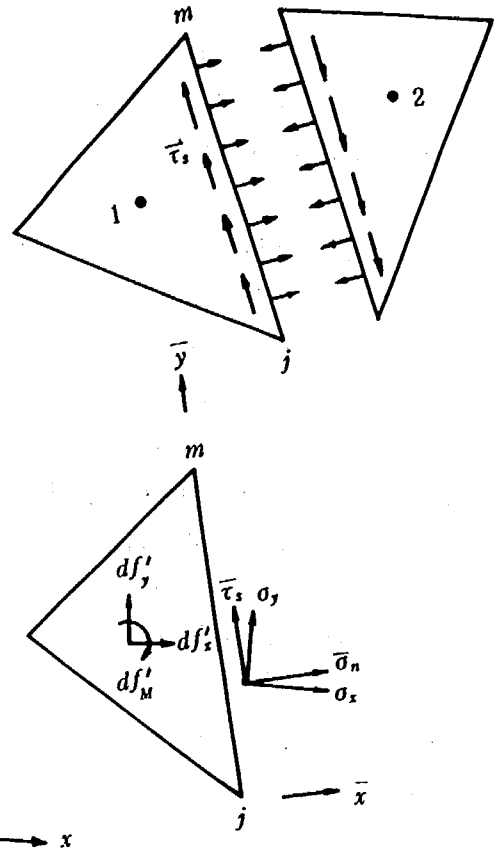


図-2.6 R B S M の分布外力

$$F = -t S_1 B' \cdot \sigma ds$$

となり、解放力 F_l は $-F$ であるから、

$$F_l = t S_1 B' \cdot \sigma ds$$

を得る。

さらに、今回の解析では降雨により地山に発生する水圧を取扱っているが、このときの水圧 σ_w による荷重は、次式で計算できる。

$$\begin{aligned} f_x &= \sum S_1 \sigma_w l_1 t ds \\ f_y &= \sum S_1 \sigma_w m_1 t ds \\ f_M &= \sum S_1 \sigma_w \{ l_1 (y - y_g) - m_1 (x - x_g) \} t ds \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-34)$$

2-2-4 RBSMの弾塑性状態の応力とひずみの関係

降伏関数 f を次式で定義する。

$$f(\sigma) = c \quad (c: \text{定数})$$

この関数形はひずみ硬化を考慮していないもので、今回の解析では関数 f として、モール・クーロン則

$$f = \tau^2 - (c - \sigma_n \cdot \tan \phi)^2$$

を用いた。そして、この関数 f を塑性ポテンシャルとすると、塑性ひずみ増分 $d\epsilon^p$ は関連流れ則により

$$d\epsilon^p = \lambda \partial f / \partial \sigma$$

で求められる。

ここで、弾性変形においても、塑性変形と同一主軸をもつと仮定すると

$$d\epsilon^e = K \cdot d\sigma$$

であり、全ひずみ増分 $d\epsilon$ が

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p$$

と表されるものとする、

$$\begin{aligned} d\sigma &= 1/K \cdot (d\epsilon - d\epsilon^p) \\ &= 1/K \cdot (d\epsilon - \lambda \partial f / \partial \sigma) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-35)$$

となる。さらに、塑性状態においては、

$$df = \partial f / \partial \sigma \cdot d\sigma = 0 \quad \dots\dots\dots (2-36)$$

であることから、(2-35)、(2-36) 式より

$$\partial f / \partial \sigma \cdot 1/K \cdot (d\epsilon - \lambda \partial f / \partial \sigma) = 0$$

よって、パラメータ λ は、

$$\lambda = 1/K \cdot \partial f / \partial \sigma \cdot d\epsilon / (\partial f / \partial \sigma \cdot 1/K \cdot \partial f / \partial \sigma)$$

となる。以上より、弾塑性状態における応力増分 $d\sigma$ とひずみ増分 $d\epsilon$ の間には、

$$\{d\sigma\} = \{D^p\} \cdot \{d\epsilon\}$$

が成り立つ。ここに、

$$\{D^p\} = \{D^e\} - \{S\}$$

$$\{D^e\} = \begin{vmatrix} E_1 & 0 \\ 0 & E_2 \end{vmatrix} \quad \begin{aligned} E_1 &= (1-\nu)E / \{(1+\nu)(1-2\nu)\} \\ E_2 &= E / (1+\nu) \end{aligned}$$

$$\{S\} = \frac{1}{F} \begin{vmatrix} E_1^2 \cdot \tan^2 \phi & -E_1 E_2 \cdot \tan \phi \\ -E_1 E_2 \cdot \tan \phi & E_2^2 \end{vmatrix} \quad (\tau < 0)$$

$$= \frac{1}{F} \begin{vmatrix} E_1^2 \cdot \tan^2 \phi & E_1 E_2 \cdot \tan \phi \\ E_1 E_2 \cdot \tan \phi & E_2^2 \end{vmatrix} \quad (\tau \geq 0)$$

$$(F = E_2 + E_1 \cdot \tan^2 \phi)$$

となる。

3. 解析断面

今回の解析で対象とする斜面を図－3.1，解析断面を図－3.2に示す。この断面を2次元平面ひずみ条件として，入力条件，地盤定数を設定するために，付録－1に示す文献を用いた。

これらの文献より，現在の計器配置を図－3.3に示した。

今回の解析対象断面の地質概要は，文献4によれば，

- 1) 走向N 55°～70°，傾斜70°～76° NE
- 2) 古生代二疊紀の粘板岩・砂岩・チャート互層帯
- 3) 岐阜側にN 30 W方向に大きな断層あり
- 4) 地すべり頭部は，河床礫が転在する高段立

と報告されていた。そして，地すべり発生機構について，「ボーリング孔No 2，No 6付近は，崩積土が厚く，岩盤線も谷地形であり，地下水が集りやすい地形となっていた。昭和51年の台風17号による降雨時に，このNo 2，No 6孔付近へ上部の岩盤の割目を通して流入した雨水が異常間隙水圧となり，崩積土すべりを誘発し，崩積土すべりの地すべり力が下方の破碎性基盤に伝達され，岩盤すべりを発生した」と報告されていた。

既報告書を調べた結果，解析対象地域の地すべりは，図－3.3に示すようである。すなわち，昭和51年の台風17号に伴う豪雨時にボーリング孔No 2，No 6付近で地すべりが発生したがその後の防災工事により，この2つの地すべりは，現在小康化した。他方，その後の計器観測から，傾斜角K－1，K－2，K－6は降雨と関連した動きを示している。また，アンカー緊張力も10－6，10－8の値が変化していることがわかった。

以上のことから，解析対象断面図－3.2は，次の特徴をもっていることがわかる。

- 1) 地すべりの最大原因と思われる地すべり斜面頭部のボーリング孔No 2を付近を，含んでいる。
- 2) 斜面崩壊の危険性ありと推定される，傾斜計K－6下部の斜面を含んでいる。
- 3) ロードセル17－3を含み，その実測値と解析値が比較検討できる。
- 4) 伸縮計S－1とはほぼ平行に近く，この実測値も参考データとして使用できる。
- 5) 地質断面を推定するにあたり，既報告書のものが活用できる。

以上の要因より，解析断面を決定した。

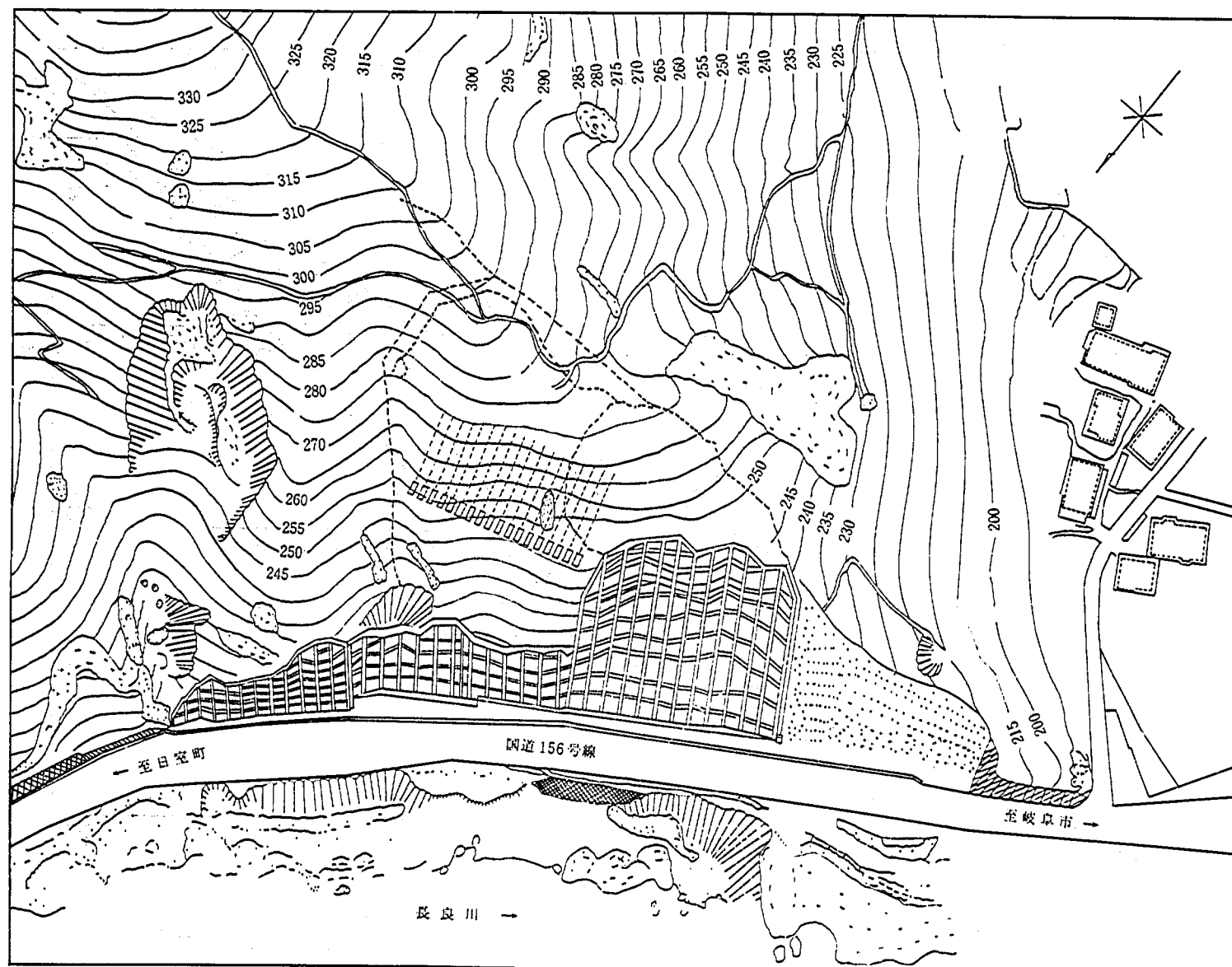


図-3.1 解析対象斜面平面図

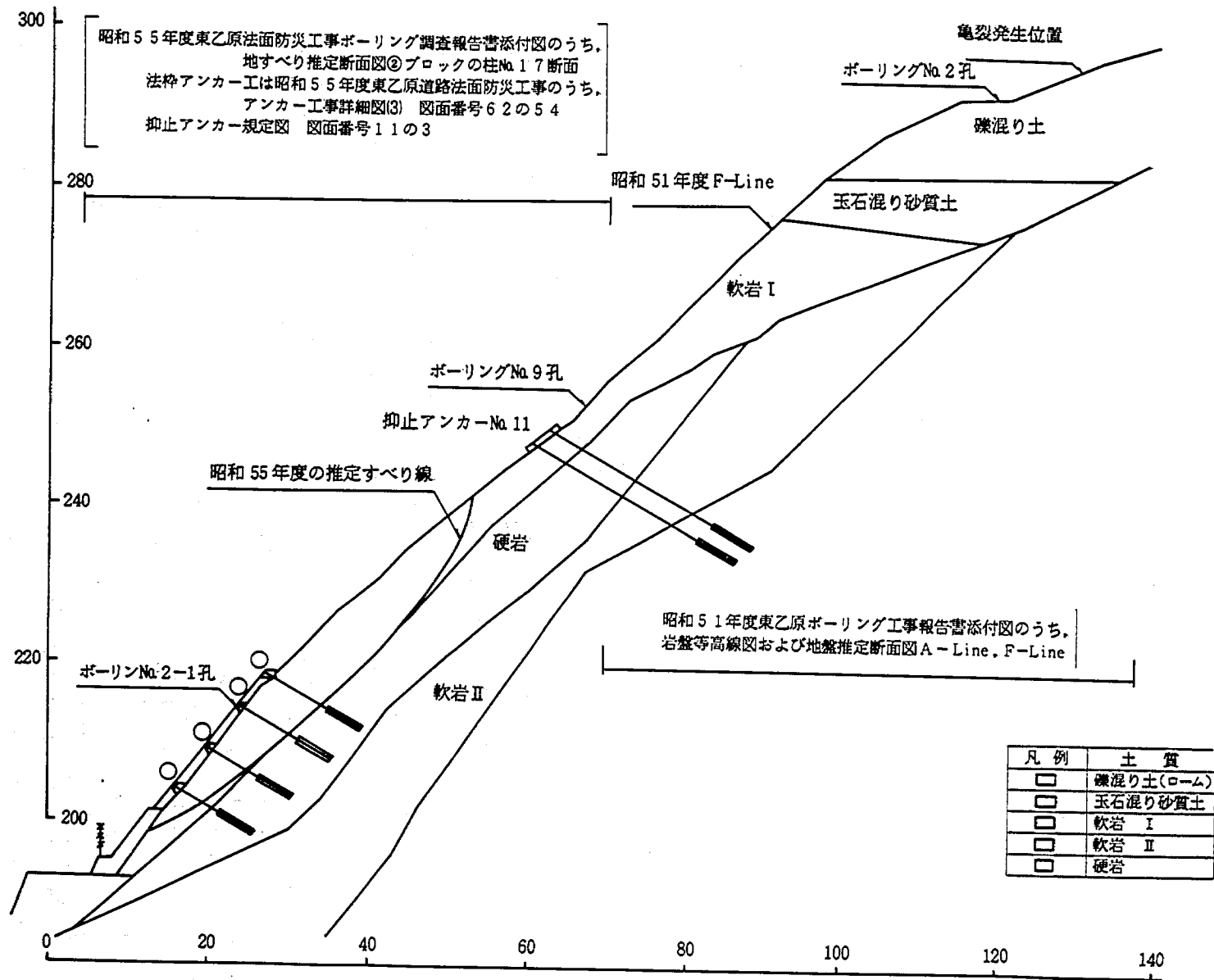
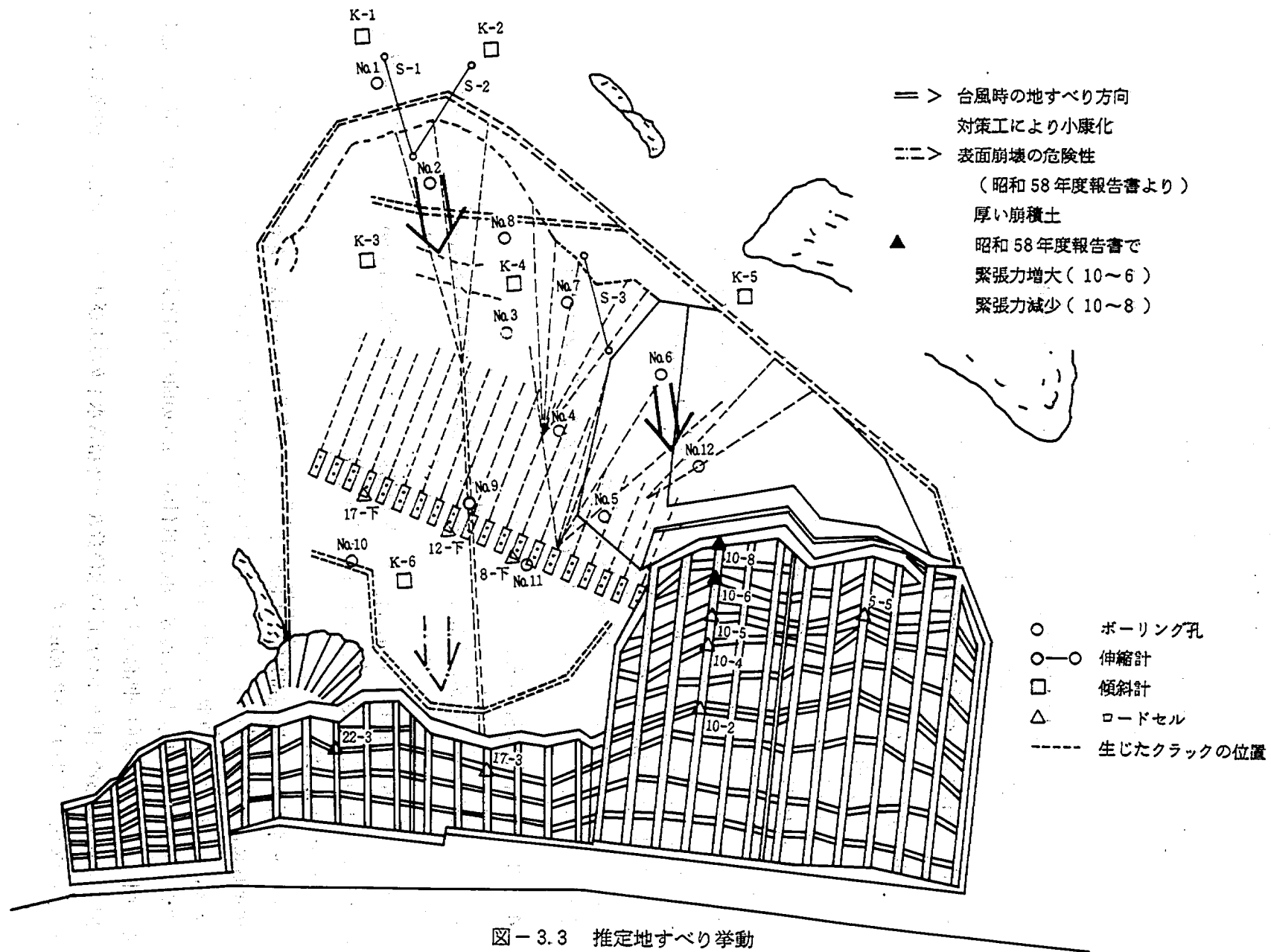


図-3.2 解析断面推定地質図



4. 地盤定数と入力条件の検討

各解析手法に必要な入力定数は、第2章の基本式から、次のとおりである。

4-1 浸透流解析

- イ. 飽和透水係数 (K_s)
- ロ. 不飽和透水係数 (K) と体積含水率 (θ) およびサクション圧 (ϕ) の関係
- ハ. 自然含水比での初期サクション圧 (H_o)

4-2 降雨による影響解析などの斜面安定度解析

- イ. 単位体積重量 (γ_i), (γ_{sat})
- ロ. ヤング率 (E)
- ハ. ポアソン比 (ν)
- ニ. 粘着力 (c)
- ホ. 内部摩擦角 (ϕ)

今回の解析においては、これら物性値そのものについての土質試験結果が報告されていない。そこで、これら入力定数を決定する為に、既報告書あるいは各出版図書等の地盤定数に関する文献データを参考にし、解析断面の土質定数を算出した。

解析断面に含まれる地盤の特徴を表-4.1に示す。

また、表-4.2～表-4.6に表-4.1の特徴を含えた地盤定数の考え方を示した。

4-3 浸透流解析の入力定数

4-2の地盤定数の検討結果をまとめると飽和・不飽和浸透流解析に必要な地盤定数は表-4.7のとおりである。

今回の解析で用いた飽和・不飽和浸透流解析の基本式には、不飽和透水係数 (K) と飽和透水係数 K_s との間に、地山の透水係数は等方性であるとして、次式を仮定した。

$$K_r(\phi) = K / K_s$$

この比透水係数 K_r と飽和度 S_r の実測例として付図1がある。この図によると砂・粘土ともほぼ同一の関係にあると考えられる。そこで今回解析の各土層の K_r と S_r の関係もすべてこの図と同じものとして、この図から読み取った図-4.2を適用した。

また、サクション圧 ϕ と飽和度 S_r の関係は付図-4.5の曲線が自然対数 e の関数形であると仮定して、図-4.3のような曲線関係とした。

以上より、浸透流解析に用いた比透水係数 K_r と体積含水率 θ およびサクション圧 ϕ の関係は、各土層について図-4.3のように仮定した。

表-4.1 各地盤の特徴（既往報告書より抜すい）

礫混り土（ローム）	既報告書（文献4）のNo 2 孔ボーリング柱状図（深度0m～9.95m）によると直径5mm位のチャート礫が極めて多い。 含水も少ない。 小さな礫に丸みがある。大きな礫は堅角礫で全体によく締まっている。 地下水位なし。 R Q Dなし。
玉石混り砂質土	既報告書（文献4）のNo 2 孔ボーリング柱状図（深度9.95m～17.5m）によると玉石は 岩が多く、礫径は60～150cmであろう。 基質はチャートの小礫を含んだ砂質土で、段丘堆積物あるいは湖沼堆積物と思われる。 地下水位なし。 $0 \leq R Q D \leq 40\%$, $0 \leq \text{最大コア長} \leq 12 \text{ cm}$
軟岩Ⅰ （粘板岩の風化）	既報告書（文献4）No 9 孔ボーリング柱状図（深度0m～4.9m）によると 深度1.6m～2.0m, 2.5m～3.6mでコア小礫状となる。 深度2.0m～2.5mでコア良好 深度1.5mまで無水掘りであったが、それ以深は送水掘り。 R Q Dなし。 と報告されていた。また、No 10 孔ボーリング柱状図（深度0m～6.0m）によると 深度0m～2.3mで礫混り土（直径1cmのチャート、粘板岩、礫混在） 深度2.3m～6.0mで粘板岩（風化し、一部粘土化。コア細材で破碎されている） 最大コア長は数cm
軟岩Ⅱ （粘板岩・ チャートの破碎）	既報告書（文献4）のNo 9 孔ボーリング柱状図（深度16.0m～20m）によると 粘板岩が主で、全般的にコア碎けている。 深度17.0m～17.15mで粘土化 深度19.40m～19.50mで断層粘土 R Q Dなし、最大コア長は7cm以下 と報告されていた。また、No 10 孔ボーリング柱状図（深度6.0m～15.0m）によると チャート、粘板岩の互層で、粘板岩は風化岩で粘土化している所もある。 チャートは小礫あるいは細碎となっている。 R Q D=0, 最大コア長は10cm以下、無水掘り。 と報告されていた。さらに、文献9のNo 2-2 孔ボーリング柱状図（深度4.4m～13.0m）によると 粘板岩が大半を占め、全体的に破碎又は粘土状となる。 R Q D=0, 無水掘り。
硬岩 （粘板岩・ チャート・砂岩）	既報告書（文献4）のNo 2 孔ボーリング柱状図（深度17.5m～）によると 粘板岩が主で、硬砂岩あるいは砂岩と互層となっている。 全体の棒状コアが採れる。 $10\% \leq R Q D \leq 90\%$ と報告されていた。また、No 9 孔ボーリング柱状図（深度4.9m～16.0m, 20m～）によると 深度4.9m～9.7mは砂岩で6.45m付近に断層粘土がある。$0 \leq R Q D \leq 32\%$ 深度9.7m～14.0mはチャートである。$0 \leq R Q D \leq 80\%$ 深度14.0m～16.0mは粘板岩である。R Q Dなし、最大コア長数cm 深度20.0m～はチャートである。$0 \leq R Q D \leq 40\%$

表-4.2 礫混り土土質定数の考え方

礫混り土 (ローム)	推定範囲	選 考	選 択 準 拠	出 典
G_s = 2.68	2.55 ~ 2.95	大規模工事例から 2.64 ~ 2.82	母岩(粘板岩・チャート)の 共通性より黒川ダムの例	文献14 付表-4.1 付表-4.12
τ_d = 1.6 (tf/m ²)	1.68 ~ 2.16	τ_l と τ_d の差は約 0.2 以内と考 えると下記の $\tau_l = 1.8$ より 1.6 程度。 材質の共通性から内谷ダムの コア $\tau_{dmax} = 1.78$ 以下	表土であることから、内谷ダ ムのコアより緩いとして、そ の 90 % 程度	付表-4.1 付表-4.2 付表-4.3 付表-4.4
τ_l = 1.8 (tf/m ²)	τ_l と τ_d の差は 約 0.2 以内とし て 1.68 ~ 2.36	「含水がない」というボーリング 報告から最大値は 2.0 程度として、 1.68 ~ 2.0	報告書の推定値	付表-4.1 付表-4.4 文献 4
k_s = 5×10^{-3} (cm/sec)	$10^{-2} \sim 10^{-6}$	ローム質であることから 10^{-2} は 過大、 10^{-6} は粘性土オーダー。 礫混りから多少透水性が大きい $10^{-3} \sim 10^{-5}$ 。 $\tau_d = 1.6$ 、 $\tau_l = 1.8$ より $e = 0.675$ を用いた室内浸透 水試験による k_s と e の関係から、 10^{-2} のオーダー。	斜面の浸透流解析において、 表土の値としてよく使われて いる推定値相当	付表-4.2 付表-4.4 表-4.6 付図-4.1 付図-4.2 文献 18 文献 26
H_0 = 0.7 (m)	0.1 ~ 1.5	表土であることから、細砂・シル ト相当として 0.35 ~ 1.5	シルトの最小値	付表-4.7 付表-4.8
E = 300 (tf/m ²)	崩積土 (N 値 < 10) と推定され る。 200 ~ 1610	E は拘束圧によって変化し、拘束 圧は土被り圧に比例すると考 える。当該土層の表面近くでは $N =$ 2 程度、深部では $N = 3$ 程度と考 えられる。	平均をとって $N = 5$ とすると して、経験式 $E = 6.78N \times 10$ $= 339$	付図-4.5 付図-4.6 文献 23 の p. 23 文献 22 の p. 210
ν = 0.45	0.3 ~ 0.5	ローム質であるから 0.4 ~ 0.5	粘性土の平均的なもの	
c = 3 (tf/m ²)	$N = 2 \sim 10$	ヤング率 E の検討において、 $N =$ 5 としたこと、経験式 $c = q_u$ $/ 2 = 0.13N_s \cdot 10 / 2 = 3$	既報告書の推定値	付表-4.5 文献 4
ϕ = 16 (°)	19 ~ 38	表土であることから、30 以下と考 えられる。 統一分類 CH に相当	既報告書の推定値	付表-4.5 文献 4

表-4.3 玉石混り砂質土土質定数の考え方

玉石混り 砂質土	推 定 範 囲	選 考	選 択 準 拠	出 典
G_s = 2.60	2.65 ~ 2.95	大規模工事例から 2.57 ~ 2.70	左記の範囲の平均的なもの	文献14, 表 付表-9 付表-10
τ_d = 1.8 (tf/m ²)	1.68 ~ 2.16	チャートおよび直径 60 cm ~ 150 cm の礫を含んでいることから喜撰山 ダム・ロックの 1.8 ~ 2.0	自然地山の不均質性を考慮し て, 喜撰山ダム・ロックの最 小値	付表-3 付表-4 付表-9
τ_l = 1.9 (tf/m ²)	自然含水比 ω_n で 5 ~ 35	上層の礫混り土の $\tau_d = 1.6$, $\tau_l =$ 1.8 における $\omega_n = 12.5$ より小 さいとして, 5 ~ 12.5	地下水位がないことから, 左 記の範囲の下限值 5% より, $\tau_l = (1 + \omega_n) \tau_d = 1.89$	付表-1 付表-3 付表-5
k_s = 1×10^{-2} (cm/sec)	$10^{-2} \sim 10^{-4}$	$G_s = 2.6$, $\tau_d = 1.8$ より $e = 0.444$ を用いた室内透透水試験による k_s = $580 \times 10^{-4} e^2$ から, 1.1×10^{-2}	砂質土であることから左記の 値	付表-4 付表-6 文献18の 表-5.3.1 付図-1
H_o = 0.45 (m)	0.1 ~ 1.5	砂質土であることから 0.35 ~ 0.7	粗砂に相当	付表-7 付表-8
E = 1300 (tf/m ²)	N 値が 5 ~ 15 と 推定して 330 ~ 2400	E は拘束圧によって変化し, 拘束 圧は土被り圧に比例すると考える と, 当該土層の上の土層の深部の $N = 8$ 程度と考えられる。	経験式 $E = (43 + 11.8N) \times$ 10 = 1374	付図-5 付図-6 文献 23 の p. 23
ν = 0.33	0.3 ~ 0.5	砂質土であることから 0.3 ~ 0.4	等方弾性体とする	
c = 3 (tf/m ²)		c はかなり小さいが, セメンテー ション効果等により, 多小あると 考えられる。	既報告書の推定値	文献 4
ϕ = 26 (°)	28.5 ~ 45	$N = 8$ と設定したことから, 経験 式 $\phi = \sqrt{20N + 15} = 27$	既報告書の推定値	付表-5 付表-9 文献 4 文献 22 の p. 206 文献 22 の 表-6.6

表-4.4 軟岩 I (粘板岩の風化) 土質定数の

軟岩 I (粘板岩の風化)	推 定 範 囲	選 考	選 択 準 拠	出 典
G_s = 2.70	絶乾比重 G_s 2.58 ~ 2.66	吸水率が $Q = 1.8\%$ として, 2.70 ~ 2.79	当土層と同じ材質の福地ダム のコア (風化粘板) 相当	付表-2 付表-11 文献 15
τ_d = 1.7 (tf/m ²)	粘板岩自体とし ては, 2.57 ~ 2.95	一部風化・粘土化して破碎してい ることから, 2.0 以下と考えられ る	内谷ダム・コアの $\tau_{dmax} =$ 1.78 の 95% 相当	付表-2 文献 3 文献 13 文献 15
τ_l = 1.9 (tf/m ²)	粘板岩自体の自 然含水比 ω_n で 0.46 ~ 1.27	一部風化・粘土化して破碎してい ることから, 内谷ダム・コアの $\omega_n = 16.3$ を上限として, 0.46 ~ 16.3	礫混り土 (ローム) と同程度 として, $\omega_n = 12\%$	表-4.2 文献 15
k_s = 5×10^{-3} (cm/sec)	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	破碎帯の粘板岩・チャートの例で は, $(3-4) \times 10^{-4}$	一部風化・粘土化しているこ とから, 礫混り土 (ローム) 同程度	表-4.6 文献 4
H_o = 0.7 (m)	0.35 ~ 1.5	一部風化・粘土化していることか ら, シルト相当として, 0.7 ~ 1.5	礫混り土 (ローム) と同程度	表-4.7 表-4.8
E = 1700 (tf/m ²)	粘板岩自体とし ては, $10^2 \sim 10^5$	一部風化・粘土化して破碎してい ることから, コンシステンシーが 中位の $N = 8$ 程度の土質材料	経験式 $E = (170 \times 0.13N) \times$ $10 = 1768$	表-4.12 表-4.13 図-4.6 ~ 図-4.10 文献 13 文献 15
ν = 0.35	0.3 ~ 0.5	一部風化・粘土化して破碎してい ることから, 0.4 ~ 0.5 を上限。粘 板岩自体としては, 0.3 ~ 0.4 の 範囲	0.3 ~ 0.4 の範囲の平均	表-4.14 文献 13 文献 15
c = 5 (tf/m ²)	3 ~ 800	粘板岩自体としては $N > 50$ と考 えられるが, 風化していることか ら, 3 ~ 30	$N = 8$ と設定したことから, 経験式 $c = q_u / 2 = 0.13N \times$ $10 / 2 = 5.2$	表-4.11 表-4.15 文献 4 文献 13
ϕ = 26 (°)	22 ~ 45	既報告書の解析で使われた推定値 30 を上限として, 22 ~ 30	既報告書の推定値	文献 4 文献 13

表-4.5 軟岩Ⅱ（粘板岩チャートの破碎）の土質定数の考え方

軟岩Ⅱ（粘板岩チャートの破碎）	推定範囲	選考	選択準拠	出典
G_s = 2.68	絶乾比重 G_s 2.58~2.66 チャートでは、 岩盤等級 C_M で 2.61 程度	粘板岩の吸水率が $Q = 1.8(\%)$ として 2.70~2.79。チャートがある ことから軟岩Ⅰより小さい。	礫混り土（ローム）と同程度	付表-11 付表-16 文献15
τ_d = 1.8 (tf/m ²)	粘板岩自体とし ては、2.57~ 2.95		含水比（吸水率）が少ないこ とから、 τ_f より 0.1 程度小 さい。	文献4
τ_f = 1.9 (tf/m ²)	粘板岩自体の自 然含水比 ω_n で 0.46~1.27	既報告書では 1.8~1.9	既報告書の推定値	文献13 文献15
k_s = 1×10^{-3} (cm/sec)	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	破碎帯の粘板岩・チャートの例で は、 $(3-4) \times 10^{-4}$	破碎していることから、左記 の範囲の上限	付表-6 文献4
H_o = 0.7 (m)	0.7~1.5		軟岩Ⅰと同程度	付表-7 付表-8
E = 5000 (tf/m ²)	(5~200) $\times 10^3$	軟岩Ⅰを下限	一部風化・粘土化して破碎し ていることから、軟岩Ⅰの3 倍相当	付表-12 付表-13 付図-7 ~10 文献15
ν = 0.35	0.2~0.5	岩質であることから 0.3~0.4	軟岩Ⅰと同程度	文献15
c = 60 (tf/m ²)	3~800	岩盤等級 C_M で 800、破碎されてい ることから 1/10 程度として 80。 既報告書の推定値として 30 が使 われている。	左記より 30~80 の中間程度	付表-11 付表-15 文献4 文献13
ϕ = 35 (°)	25~40	軟岩Ⅰより大きい	既報告書の解析に用いられた 推定値	付表-11 文献13

表-4.6 硬岩の土質定数の考え方

硬岩 (粘板岩チャ ート砂岩)	推 定 範 囲	選 考	選 択 準 拠	出 典
G_s = 2.69	絶乾比重 $G_s =$ G_s として 2.52 ~ 2.69		軟岩 II と同程度	付表-11 付表-12 文献 15
τ_d = 2.2 (tf/m ²)	1.7 ~ 2.95	硬岩より $\tau_d \approx \tau_l$	含水比が誤差範囲として $\omega_n = 1(\%)$ とする。	文献 13 文献 15
τ_l = 2.2 (tf/m ²)	1.7 ~ 2.95	他の土層より大きい	既報告書の解析に用いられた 推定値	文献 13 文献 15
k_s = 1×10^{-5} (cm/sec)			浸透流解析において、数日の 降雨があっても、不透水層と して扱える範囲	
H_o = 0.7 (m)	0.7 - 1.5		軟岩 I と同程度	付表-7 付表-8
E = 1.0×10^5 (tf/m ²)		棒状コアが採れることから、岩盤 等級 C ~ D と判定され、 (1-10) $\times 10^5$	左記の範囲の下限值	付図-9 文献 13
ν = 0.35	0.21 ~ 0.45		等方弾性体	付表-14 文献 13 文献 15
c = 100 (tf/m ²)		岩盤等級 C_M で 100。 既報告書の推定値として 50 が使 われている。	軟岩 II より大きいことから岩 盤等級 C_M 相当	付表-14 付表-15 付表-16 文献 13
ϕ = 40 (°)	35 ~ 55	軟岩 II より大きい	既報告書の解析に用いられた 推定値	付表-5 付図-10 図-4.11 文献 13

表-4.7 飽和・不飽和浸透流解析に必要な地盤定数

土 層	乾 燥 密 度 τ_d tf/m ³	湿 潤 密 度 τ_l tf/m ³	比 重 G_s	自 然 含水率 ω_n %	間隙率 n	間隙比 e	飽 和 透 水 係 数 k_s cm/sec	初期サ クシヨ ン H_0	初 期 体 積 含水率 θ_n	初 期 飽和度 S_r
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
礫混り土 (ローム)	1.6	1.8	2.68	①, ② より 12.5	⑥ より 0.403	①, ② より 0.675	5.0×10^{-3}	0.7	①, ④ より 0.2	③, ④, ⑥ より 0.5
玉石混り 砂 質 土	1.8	①, ④ より 1.9	2.60	5.6	⑥ より 0.307	①, ③ より 0.444	1.0×10^{-2}	0.45	①, ④ より 0.1	③, ④, ⑥ より 0.33
軟岩 I (粘板岩 の風化, 粘土化)	1.7	①, ④ より 1.9	2.70	12.0	⑥ より 0.370	①, ③ より 0.588	5.0×10^{-3}	0.7	①, ④ より 0.2	③, ④, ⑥ より 0.55
軟岩 II (粘板岩, チャート の破碎)	1.8	1.9	2.68	①, ② より 5.6	⑥ より 0.328	①, ③ より 0.489	1.0×10^{-3} 注) 100 ルオ ジン相当	0.7	①, ④ より 0.1	③, ④, ⑥ より 0.31
硬岩 (粘板岩, チャート, 砂岩)	2.2	2.2	2.69	1.0	⑥ より 0.190	①, ③ より 0.234	1.0×10^{-5} 注) 1 ルオジン 相当	0.7	①, ④ 0.02	③, ④, ⑥ 0.11
備 考	$G_s/1+e$ $\tau_l/1+\omega$	$(1+\omega)$ $\times \tau_d$		τ_l/τ_d -1	$e/1+c$	$G_s \cdot \tau_w$ $/\tau_d$			$\tau_d \cdot \omega$ $/\tau_w$	$G_s \cdot \omega$ $/e$

K_r = 不飽和透水係数 / 飽和透水係数

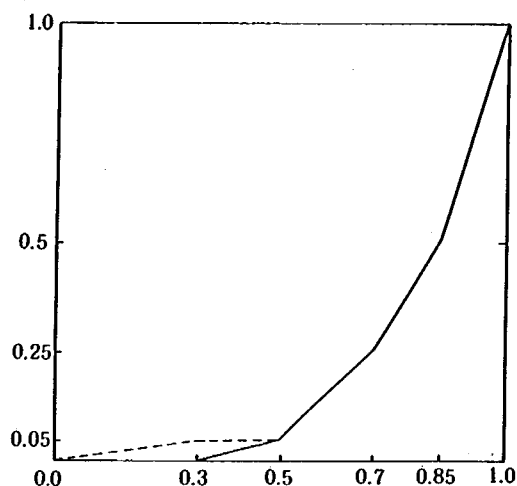


図-4.1 比透水係数 K_r と飽和度 S_r の関係 (文献 27 より)

サクション圧 ϕ (m)

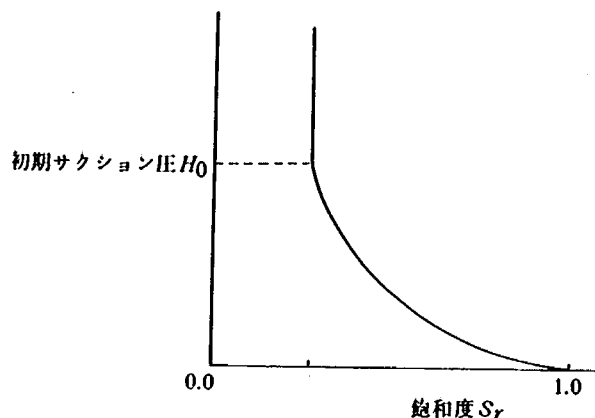


図-4.2 サクション圧 ϕ と飽和度 S_r の関係 (文献 27 より)

4-4 RBSMの入力定数

浸透流解析を除く斜面安定解析などのRBSMを用いた解析に必要な地盤定数を表-4.8に示す。

また、対策工としてアンカー工が用いられている。昭和53年度東乙原道路防災工事および昭和55年度東乙原道路防災工事の設計図書から、斜面中腹のアンカー（以下抑止アンカー）についてはPCストランド $\phi 12.7 \times 9$ 、下部のアンカー（以下法枠アンカー）も同じくPCストランドE5-9 $\phi 12.4 \times 9$ となっていたことから、この条件を用いて入力定数を決定した。

4-5 降雨パターンの検討

4-5-1 降雨パターンの考え方

今回の解析で用いた一般的降雨とは、東乙原地区において頻繁に現われると予想される1つの連続した雨である。そこで、過去の降雨資料から、どのような降雨パターンが多いか知り、この一般的降雨量を数値化するために次の手順で検討した。

- 1) 降雨資料の読み取り
- 2) 時間雨量経過の特徴
- 3) 一降雨の連続雨量の特徴
- 4) 一降雨の総雨量と降雨継続時間の関係

なお、確率降雨強度式等の算定式があるが使用した降雨データーでは、データー数が不足しており、かつまた、通行規制に偏ったデーターが多いことから、これらの算定式の仮定に不適切と判断し、適用しなかった。

図-4.4に、東乙原地区付近の降雨データーの観測地の位置を示す。各観測地の観測降雨曲線から読み取った時間ごとの値を、比較的サンプル数が多く、かつ東乙原地区に近い神路のデーターについて表-4.9～表4.11に示す。

表-4.8 RBSMを用いた解析に必要な地盤定数

土 層	乾 燥 密 度 τ_d tf/m ³	湿 潤 密 度 τ_l tf/m ³	比 重 G_s	自 然 含水率 ω_n %	間隙比 e	飽 和 重 量 τ_{sat} tf/m ³	ヤング 率 E tf/m ²	ポアソ ン 比 ν	粘着力 c tf/m ²	内 部 摩擦角 ϕ 度
礫混り土 (ローム)	1.6	1.8	8.68	12.5	0.675	2.0	300	0.45	3	16
玉石混り砂 質土	1.8	1.9	2.60	5.6	0.444	2.1	1300	0.33	3	26
軟岩 I (粘板岩の 風化, 粘土 化)	1.7	1.9	2.70	12.0	0.588	2.0	1700	0.35	5	26
軟岩 II (粘板岩, チャートの 破碎)	1.8	1.9	2.68	5.6	0.489	2.1	5000	0.35	50	35
硬岩 (粘板岩, チャート, 砂岩)	2.2	2.2	2.69	1.0	0.234	2.2	1.0×10^5	0.33	100	40
構 造 材	密 度 τ tf/m ³	圧 縮 強 度 σ_c tf/m ²	引 張 強 度 σ_t tf/m ²	せん断 強 度 Q tf/m ²	断面積 A m ²	断面二 次モー メント I m ⁴	ヤング 率 E tf/m ²	ポアソ ン 比 ν	塑性曲 げモー メント M_y tf・m	内 部 摩擦角 ϕ 度
アンカー	7.8	—	1.89×10^5	8.0×10^3	2.9×10^{-4}	6.2×10^{-8}	2.0×10^7	0.33	1.0×10^9	—
コンクリート	2.3	2.4×10^3	240	—	—	—	2.7×10^6	0.33	—	30

降雨データ (観測地:神路) その1

表 - 4.9

観測日	時間	雨量	累計A	累計B	観測日	時間	雨量	累計A	累計B	観測日	時間	雨量	累計A	累計B	観測日	時間	雨量	累計A	累計B
年月日	(時)	(MM)	(MM)	(MM)	年月日	(時)	(MM)	(MM)	(MM)	年月日	(時)	(MM)	(MM)	(MM)	年月日	(時)	(MM)	(MM)	(MM)
550525	14	1	1	1	550607	21	3	15	15	550609	4	3	71	27	550706	23	11	38	16
	15	6	7	7		22	1	16	16		5	6	77	33	7	0	1	39	17
	16	6	13	13		23	2	18	18		6	3	80	36		1	0	39	
	17	4	17	17	8	0	4	22	22		7	10	90	46		2	0	39	
	18	5	22	22		1	0	22			8	25	115	71		3	1	40	1
	19	3	25	25		2	0	22			9	10	125	81		4	2	42	3
	20	4	29	29		3	0	22			10	1	126	82		5	10	52	13
	21	3	32	32		4	1	23	1		11	0	126			6	3	55	16
	22	7	39	39		5	1	24	2		12	3	129	3		7	3	58	19
	23	6	45	45		6	3	27	3		13	1	130	4		8	2	60	21
26	0	5	50	50		7	0	27			14	6	136	10		9	0	60	
	1	3	53	55		8	0	27			15	1	137	11		10	5	65	5
	2	3	56	56		9	0	27			16	1	138	12		11	5	70	10
	3	5	61	61		10	0	27								12	4	74	14
	4	3	64	64		11	2	29	2	550706	6	4	4	4		13	0	74	
	5	1	65	65		12	0	29			7	8	12	12		14	0	74	
	6	0	65			13	0	29			8	0	12			15	3	77	3
	7	2	67	2		14	0	29			9	4	16	4		16	6	83	9
	8	7	74	9		15	0	29			10	0	16			17	1	84	10
	9	11	85	20		16	0	29			11	2	18	2		18	0	84	
	10	10	95	30		17	10	39	10		12	1	19	3		19	2	86	2
	11	3	98	33		18	5	44	15		13	0	19			20	1	87	3
	12	1	99	34		19	0	44			14	1	20	1		21	0	87	
	13	0	99			20	2	46	2		15	2	22	3		22	45	132	45
	14	1	100	1		21	2	48	4		16	0	22			23	28	160	73
	15	0	100			22	4	52	8		17	0	22		8	0	1	161	74
	16	0	100			23	7	59	15		18	0	22			1	7	168	81
	17	0	100			0	1	60	16		19	0	22			2	27	195	108
	18	1	101	1	9	1	3	63	19		20	0	22			3	2	197	110
						2	2	65	21		21	1	23	1		4	10	207	120
550607	20	12	12	12		3	3	68	24		22	4	27	5		5	1	208	121

降雨データ（観測地：神路） その2

表 - 4.10

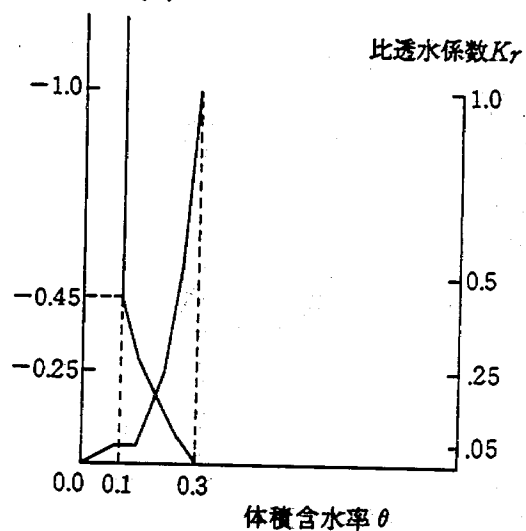
550711	3	1	1	1	550730	9	1	40	2	550826	19	0	78		570816	7	21	132	132
	4	0	1			10	4	44	6		20	0	78			8	27	159	159
	5	0	1			11	18	62	24		21	0	78			9	16	175	175
	6	0	1			12	16	78	40		22	12	90	12		10	12	187	187
	7	1	2	1		13	17	95	57		23	0	90			11	16	203	203
	8	0	2			14	17	112	74	27	0	2	92	2		12	2	205	205
	9	5	7	5		15	17	129	91		1	1	93	3		13	2	207	207
	10	4	11	9		16	2	131	93							14	3	210	210
	11	7	18	16		17	30	161	123	560511	15	8	8	8		15	5	215	215
	12	6	24	22		18	32	193	155		16	4	12	12		16	1	216	216
	13	4	28	26		19	1	194	156		17	4	16	16					
	14	4	32	30		20	2	196	158		18	2	18	18	580516	1	1	1	1
	15	6	38	36		21	5	201	163		19	3	21	21		2	1	2	2
	16	11	49	47		22	4	205	167		20	6	27	27		3	3	5	5
	17	7	56	54		23	4	209	171		21	12	39	39		4	5	10	10
	18	5	61	59							22	14	53	53		5	8	18	18
	19	5	66	64	550826	1	5	5	5		23	8	61	61		6	5	23	23
	20	3	69	67		2	4	9	9	12	0	4	65	65		7	6	29	29
	21	6	76	73		3	3	12	2		1	3	68	68		8	4	33	33
	22	8	83	81		4	2	14	4		2	6	74	74		9	6	39	39
	23	8	91	89		5	9	23	3		3	5	79	79		10	9	48	48
12	0	1	92	90		6	9	32	2		4	7	86	86		11	2	50	50
	1	1	93	91		7	2	34	4		5	19	105	105		12	1	51	51
						8	6	40	0		6	4	109	109		13	3	54	54
550729	23	3	3	3		9	1	41	1		7	9	118	118		14	11	65	65
30	0	2	5	5		10	0	41			8	3	121	121		15	13	78	78
	1	12	17	17		11	2	43	2							16	14	92	92
	2	14	31	31		12	1	44	3	570816	0	2	2	2		17	7	99	99
	3	2	33	33		13	2	46	5		1	29	31	31		18	13	112	112
	4	1	34	34		14	1	47	6		2	13	44	44		19	14	126	126
	5	3	37	37		15	3	50	9		3	15	59	59		20	8	134	134
	6	1	38	38		16	2	52	11		4	6	65	65		21	4	138	138
	7	0	38			17	25	77	36		5	30	95	95		22	16	154	154
	8	1	39	1		18	1	78	37		6	16	111	111		23	1	155	155

降雨データ (観測地:神路) その3

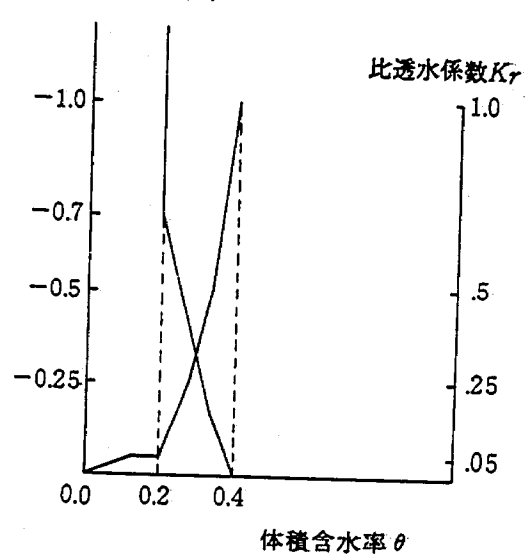
表 - 4. 11

580517	0	2	157	157	580927	8	1	10	4	580928	18	13	201	195
						9	5	15	9		19	8	209	203
580620	8	2	2	2		10	7	22	16					
	9	2	4	4		11	2	24	18					
	10	3	7	7		12	3	27	21					
	11	3	10	10		13	7	34	28					
	12	2	12	12		14	3	37	31					
	13	5	17	17		15	1	38	32					
	14	6	23	23		16	2	40	34					
	15	7	30	30		17	1	41	35					
	16	7	37	37		18	1	42	36					
	17	4	41	41		19	1	43	37					
	18	3	44	44		20	2	45	39					
	19	5	49	49		21	2	47	41					
	20	4	53	53		22	4	51	45					
	21	4	57	57		23	2	53	47					
	22	6	63	63	28	0	1	54	48					
	23	5	68	68		1	5	59	53					
580621	0	6	74	74		2	8	67	61					
	1	7	81	81		3	6	73	67					
	2	3	84	84		4	9	82	76					
	3	6	90	90		5	6	88	82					
	4	5	95	95		6	5	93	87					
	5	4	99	99		7	8	101	95					
	6	2	101	101		8	7	108	102					
						9	10	118	112					
580927	0	1	1	1		10	11	129	123					
	1	2	3	3		11	5	134	128					
	2	1	4	4		12	18	142	136					
	3	0	4			13	18	160	154					
	4	1	5	1		14	4	174	168					
	5	1	6	2		15	6	180	174					
	6	0	6			16	1	181	175					
	7	3	9	3		17	7	188	182					

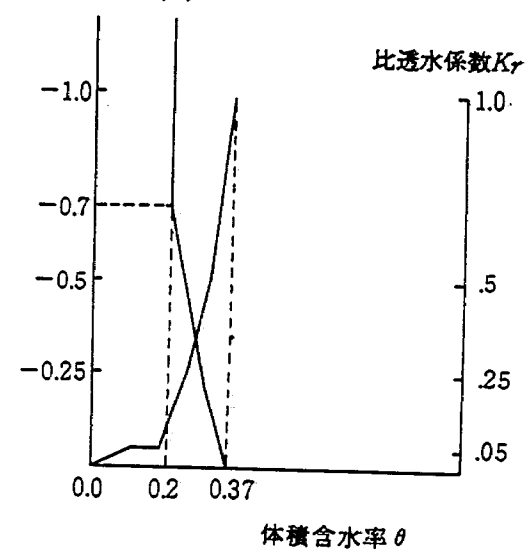
サクション圧 ψ (m)



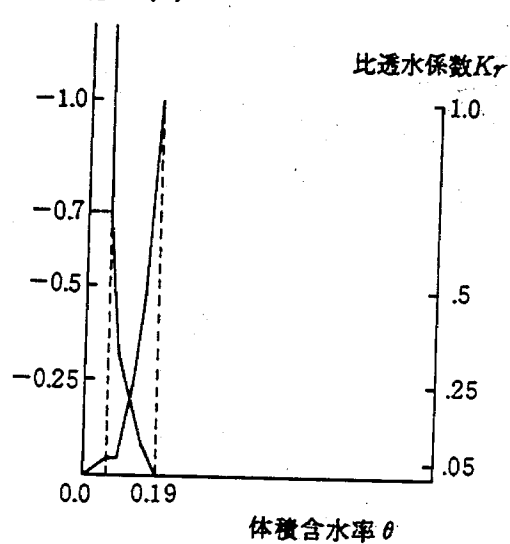
サクション圧 ψ (m)



サクション圧 ψ (m)



サクション圧 ψ (m)



サクション圧 ψ (m)

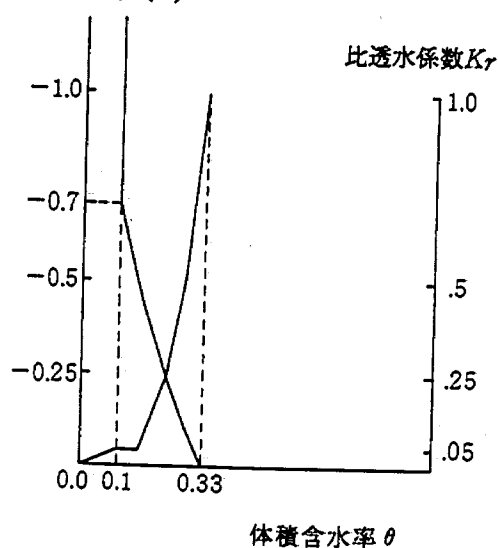


図-4.3 各地盤の特性曲線

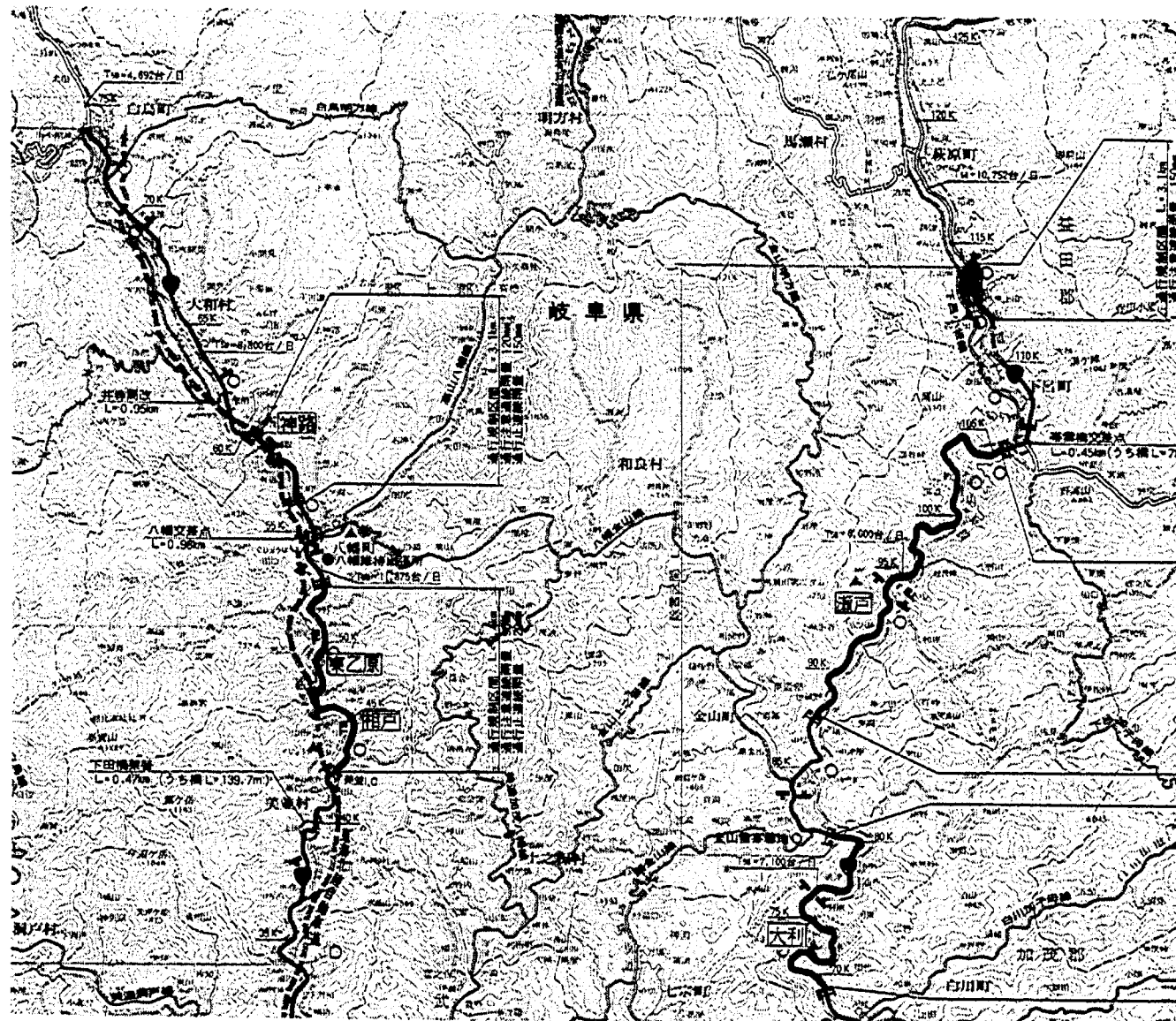


図-4.4 雨量観測位置図

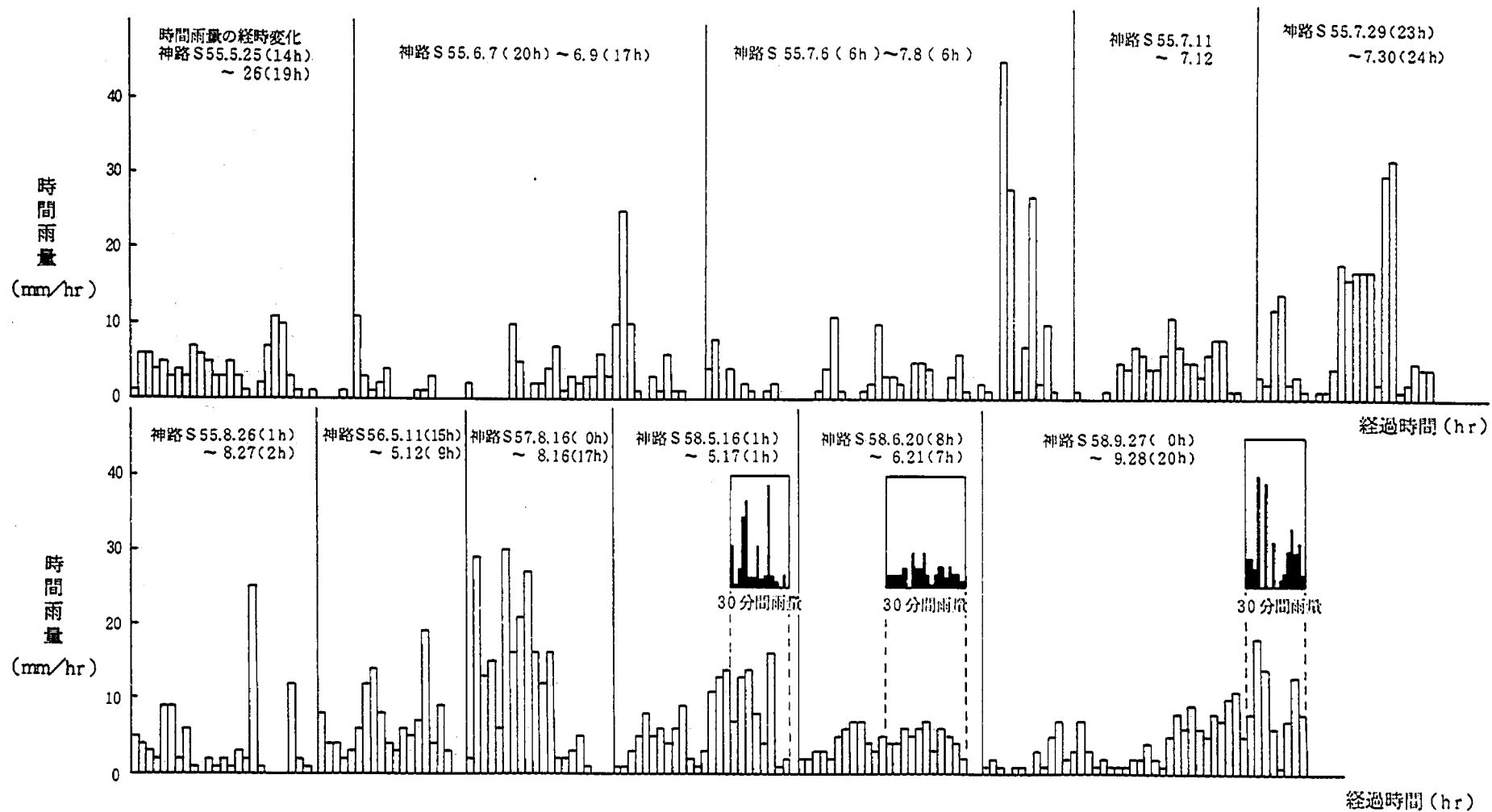


図-4.5 時間雨量の経時変化 (観測地: 神路)

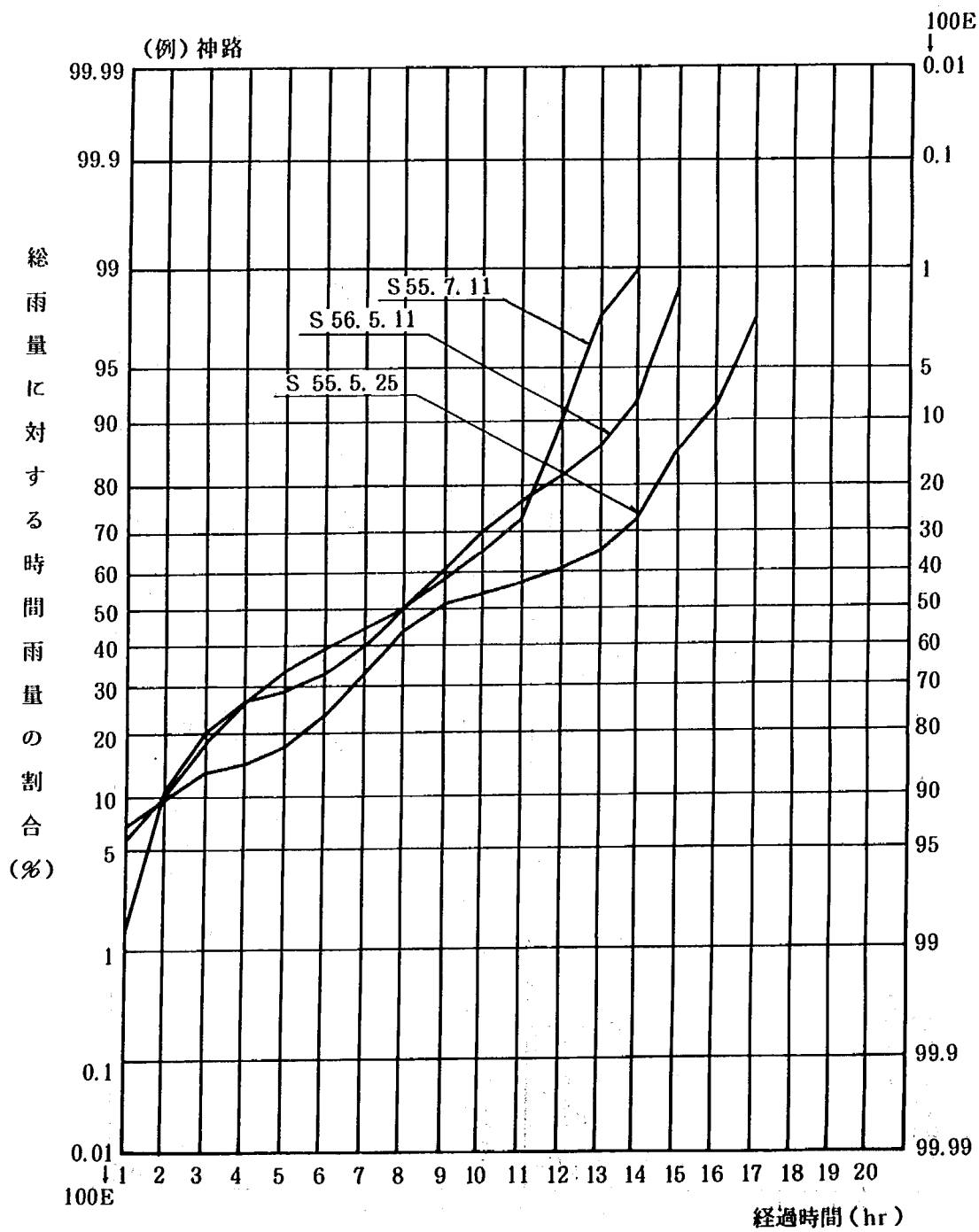


図-4.6 正規分布仮定

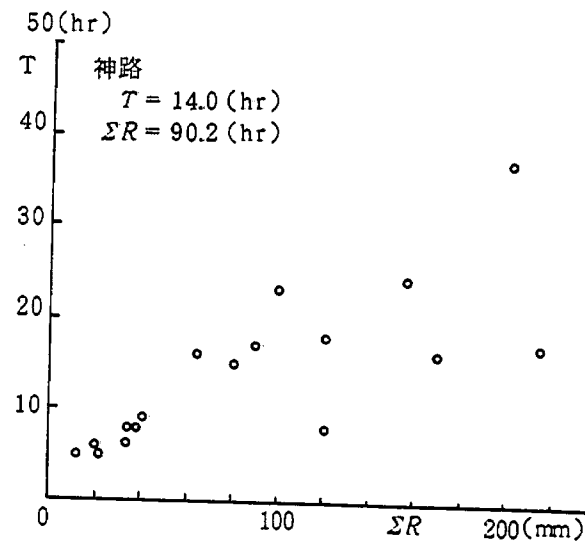
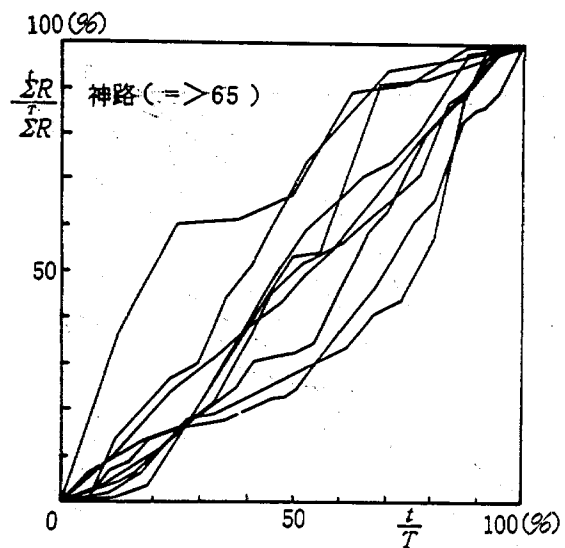
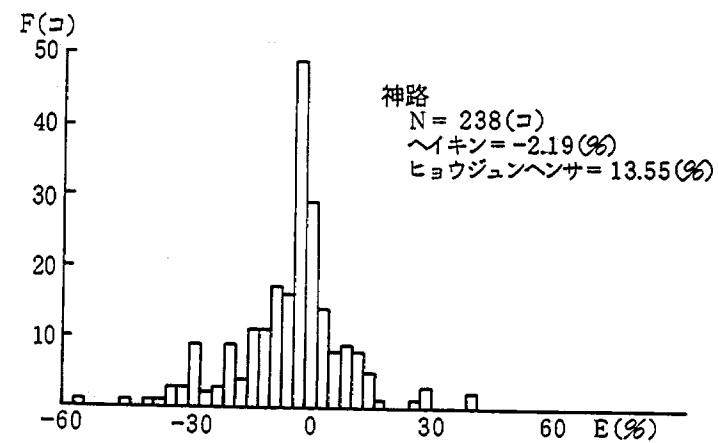
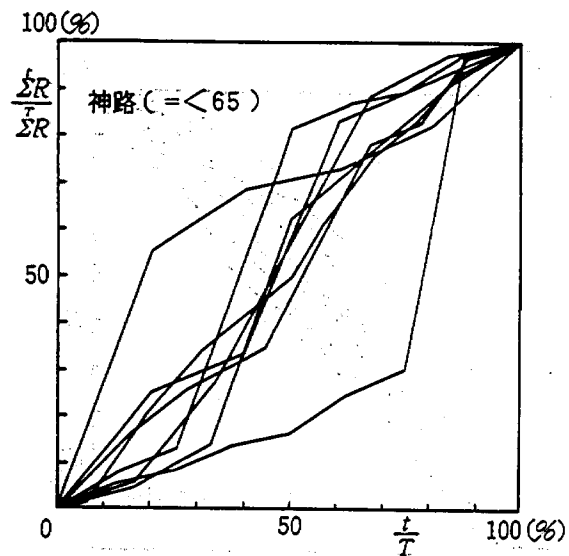


図-4.7 降雨の特徴(神路)

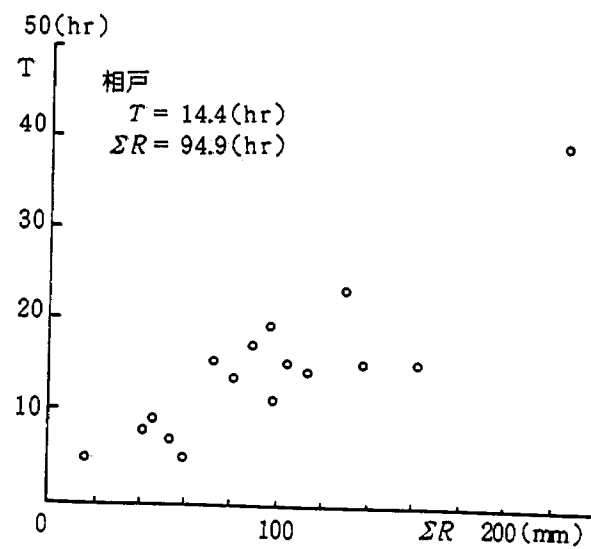
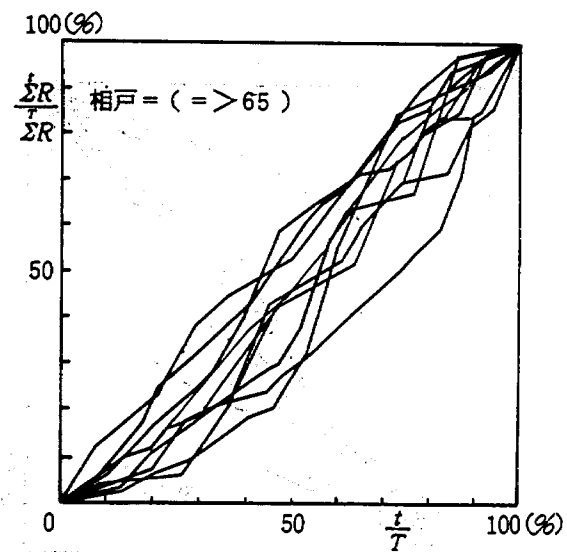
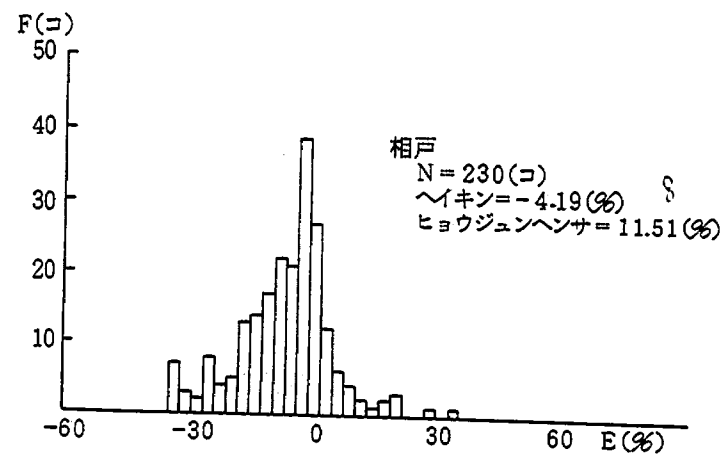
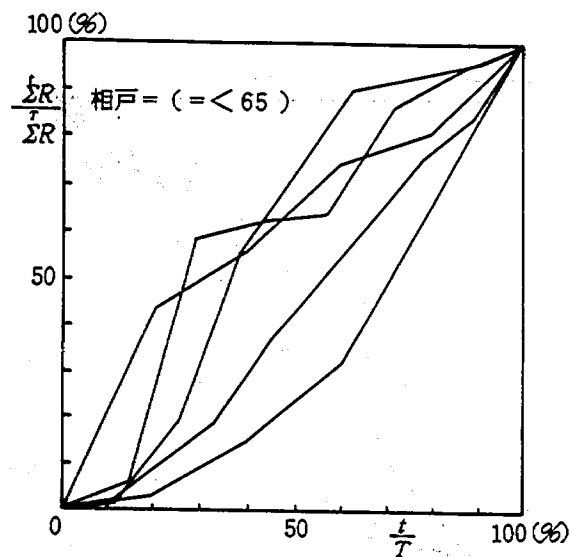


図-4.8 降雨の特徴(相戸)

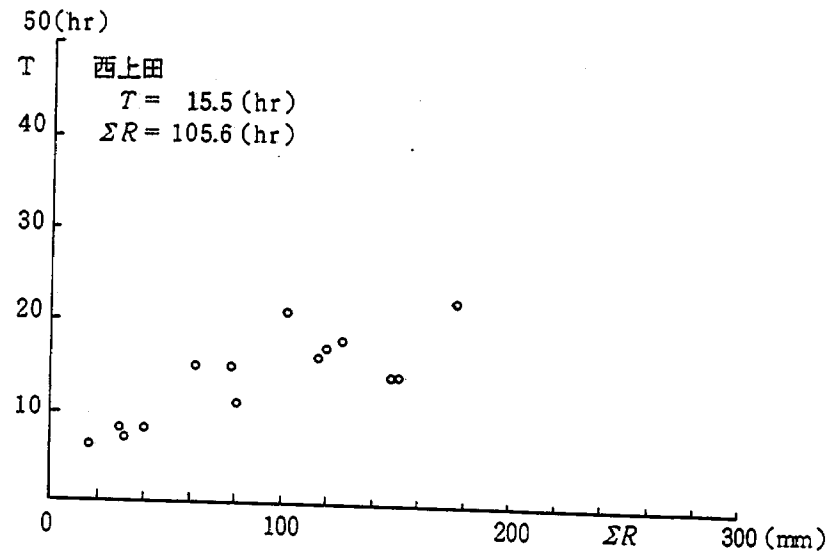
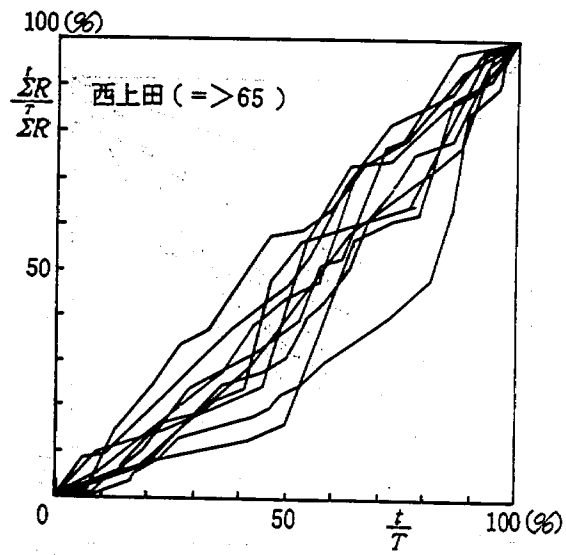
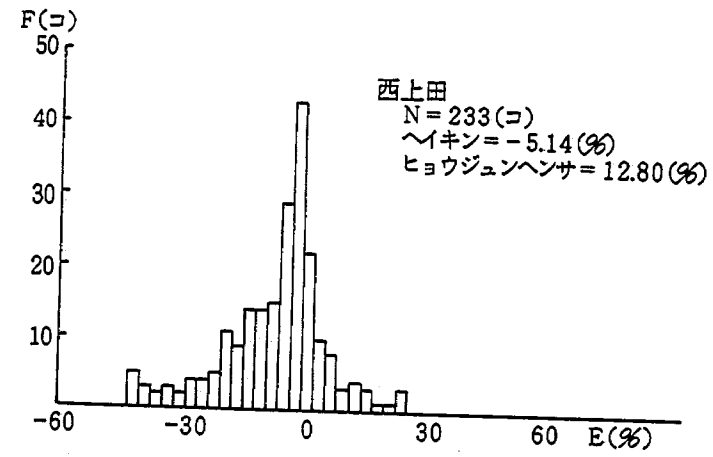
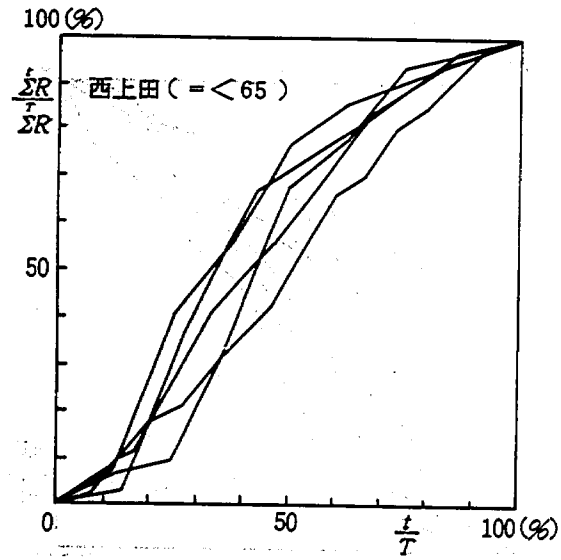


図-4.9 降雨の特徴(西上田)

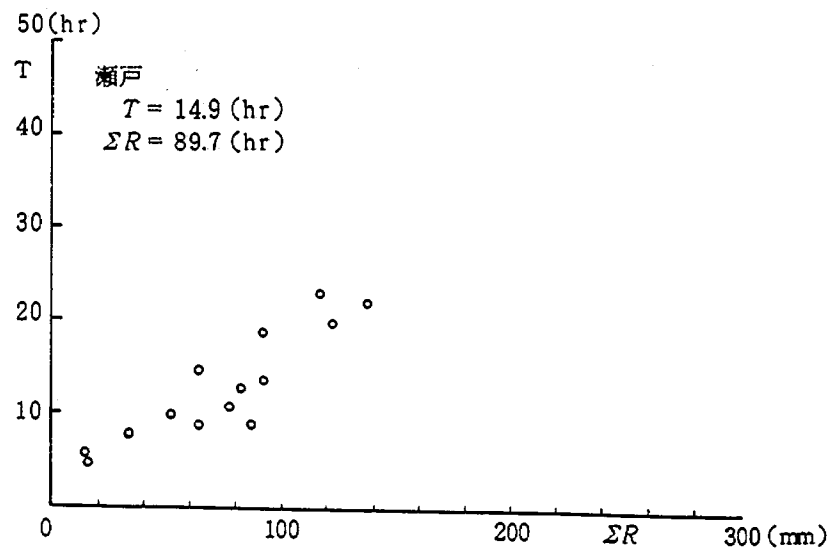
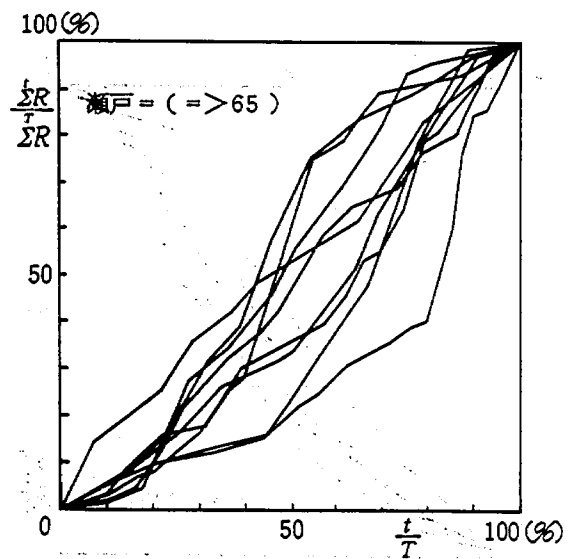
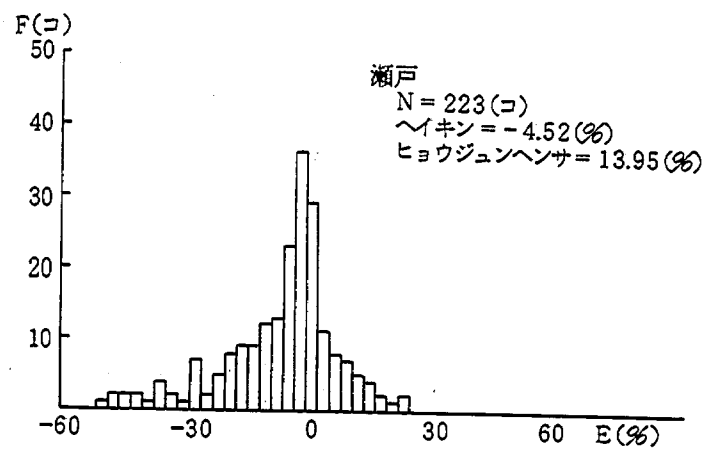
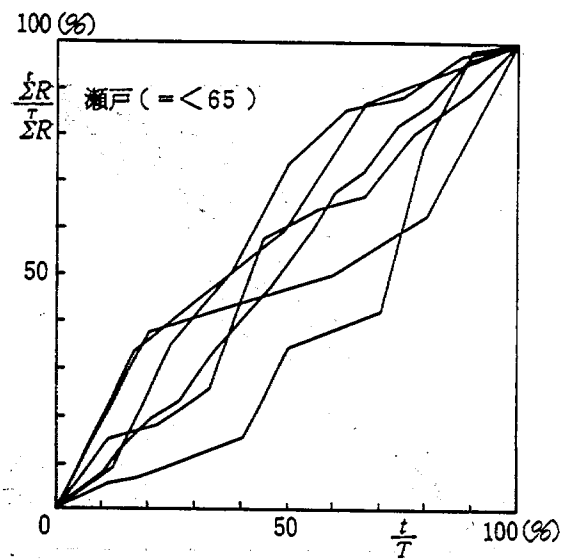


図-4.10 降雨の特徴(瀬戸)

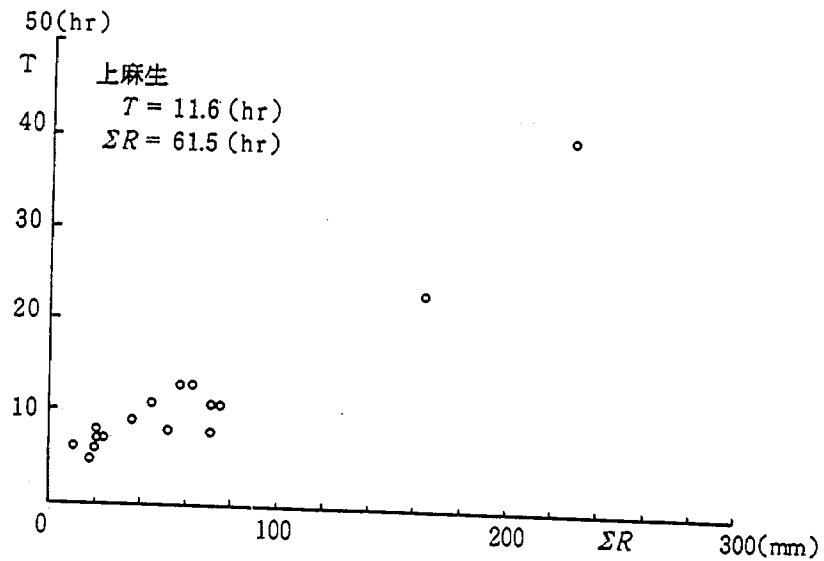
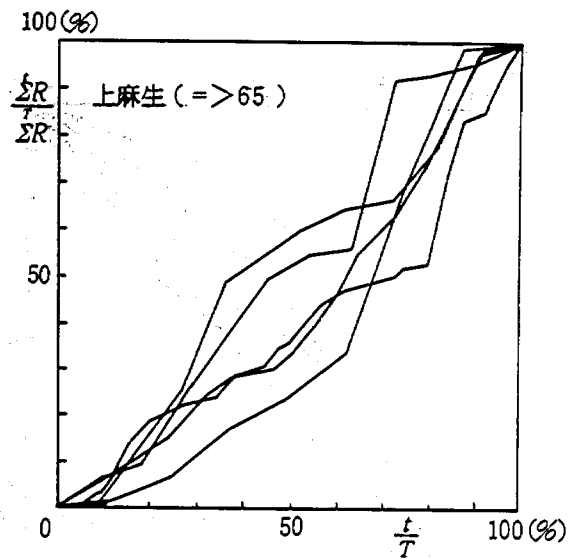
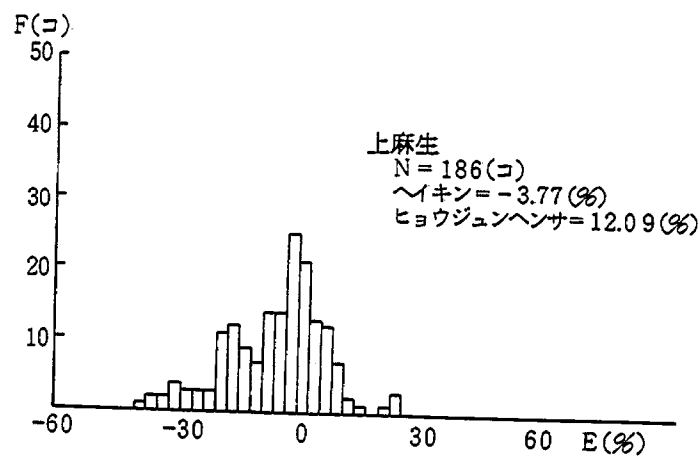
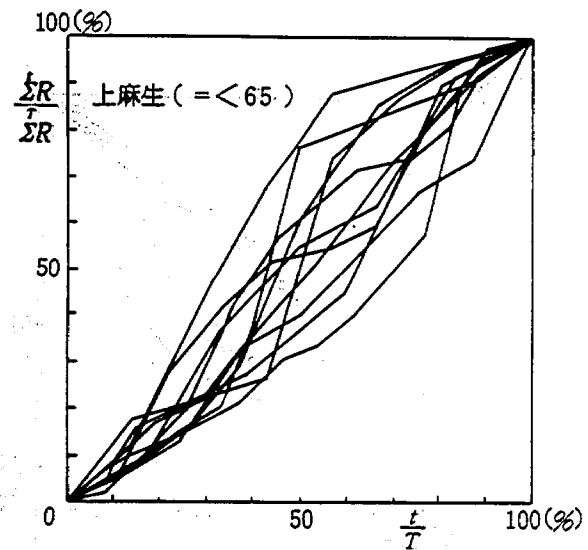


図-4.11 降雨の特徴(大和)

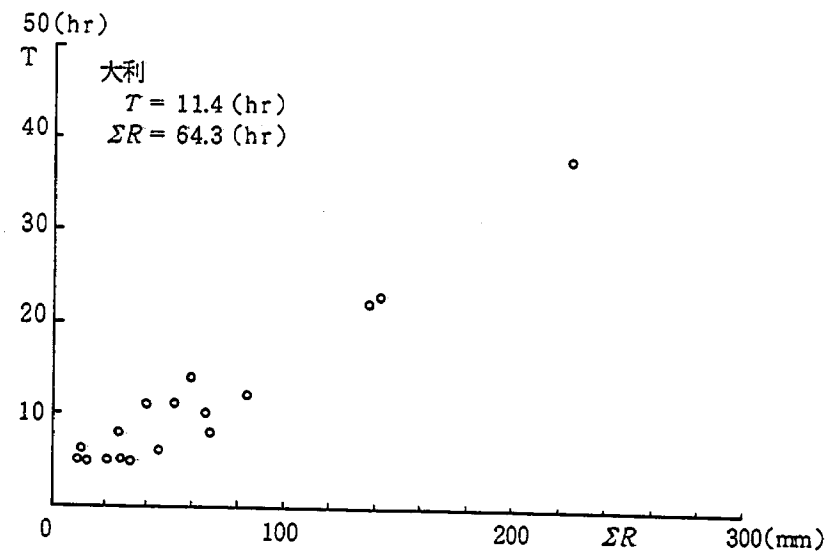
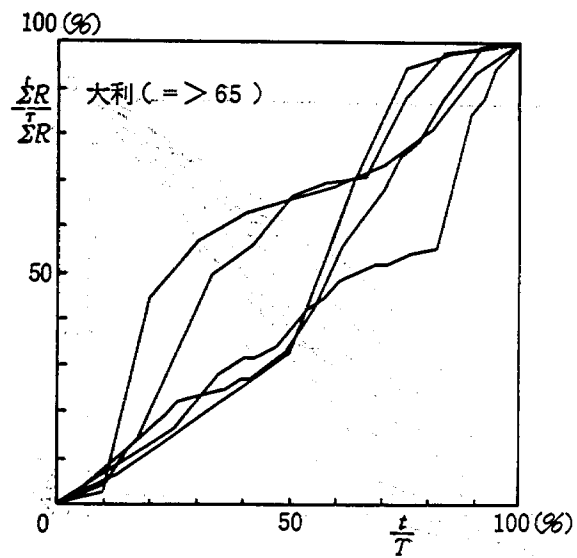
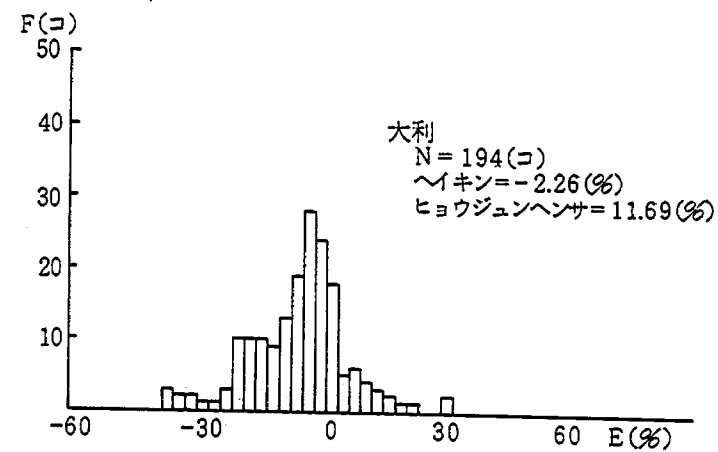
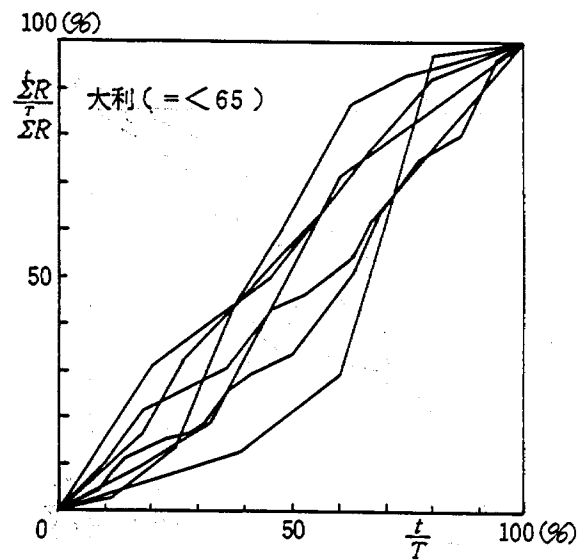


図-4.12 降雨の特徴(上麻生)

(神路) 昭和55年7月11日 $T = 17 \text{ hr}$ $\Sigma R = 91 \text{ mm}$

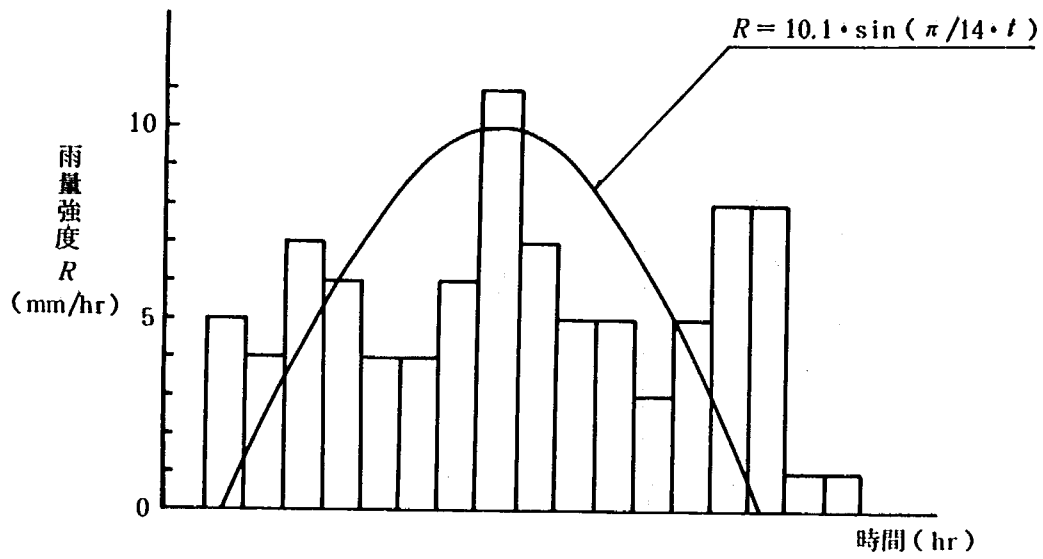


図-4.13 一般的降雨の正弦曲線近似

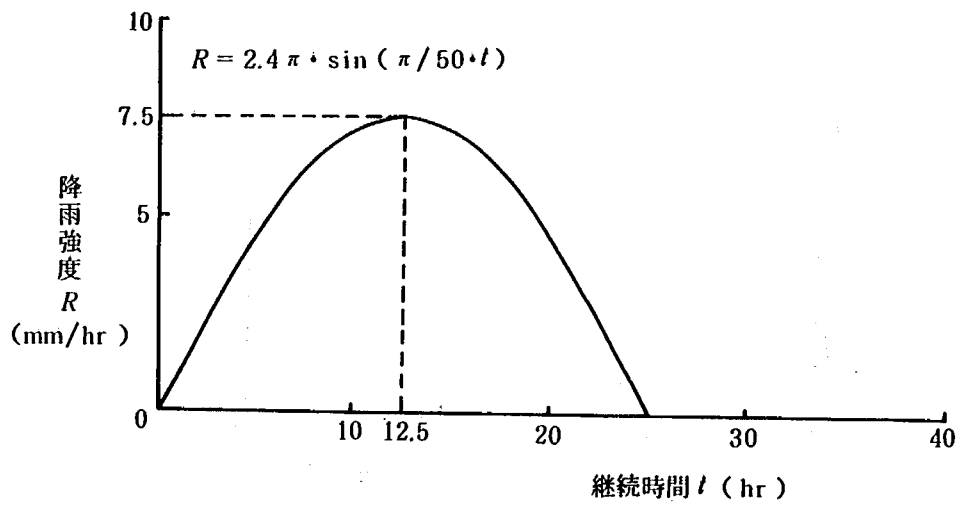
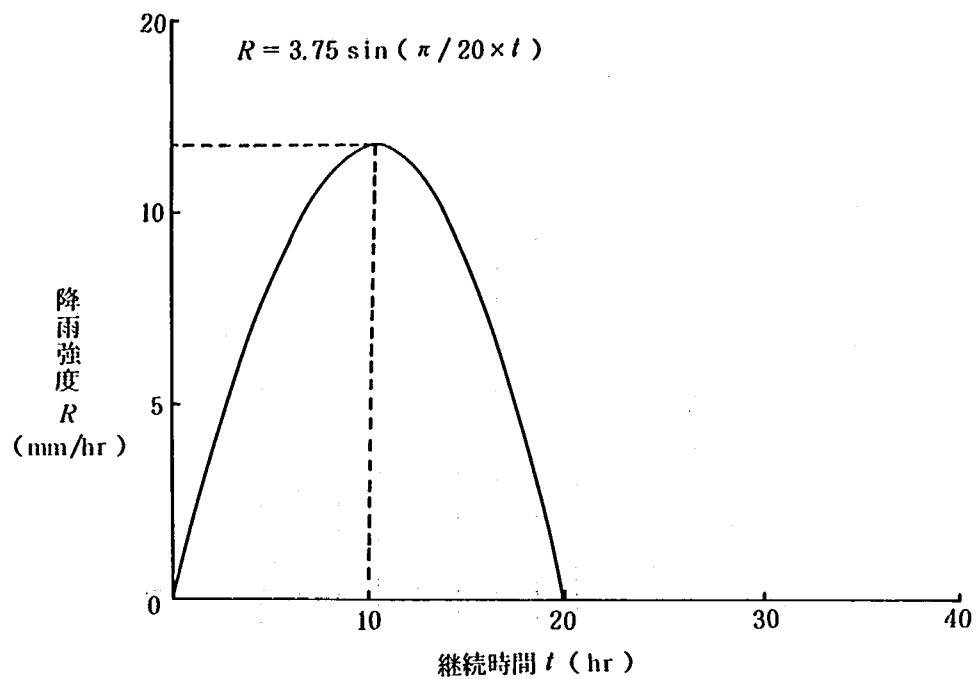
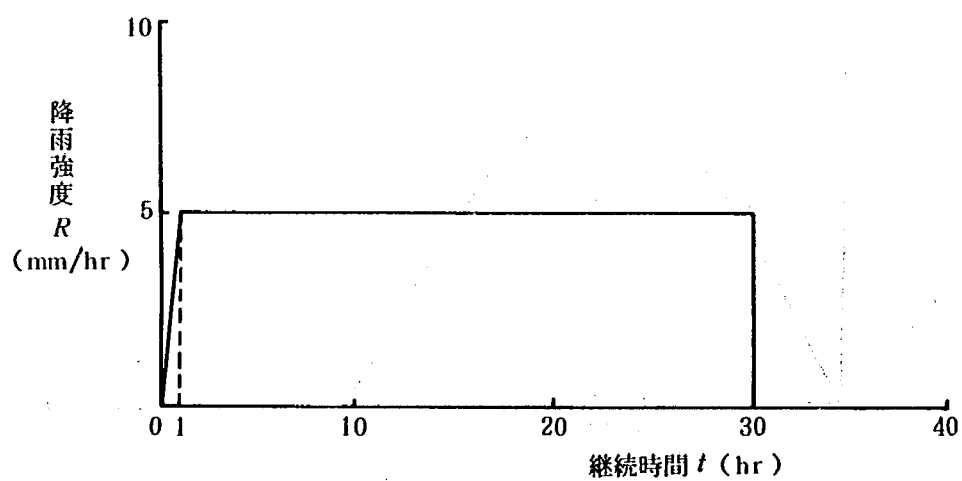


図-4.14 降雨パターン：ケース S-1



図－4.15 降雨パターン：ケース S－2



図－4.16 降雨パターン：ケース S－3

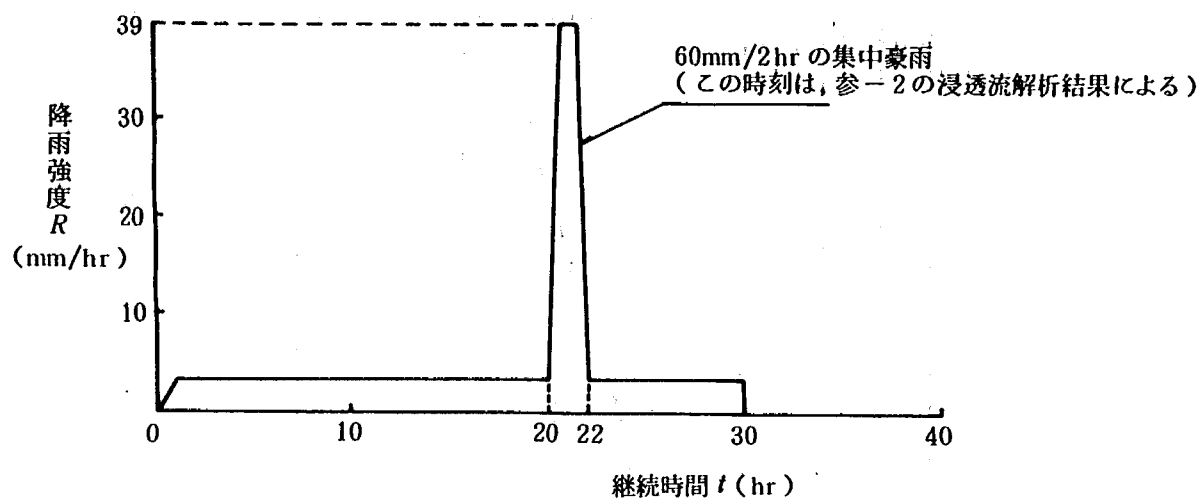


図-4.17 降雨パターン：ケース S-4

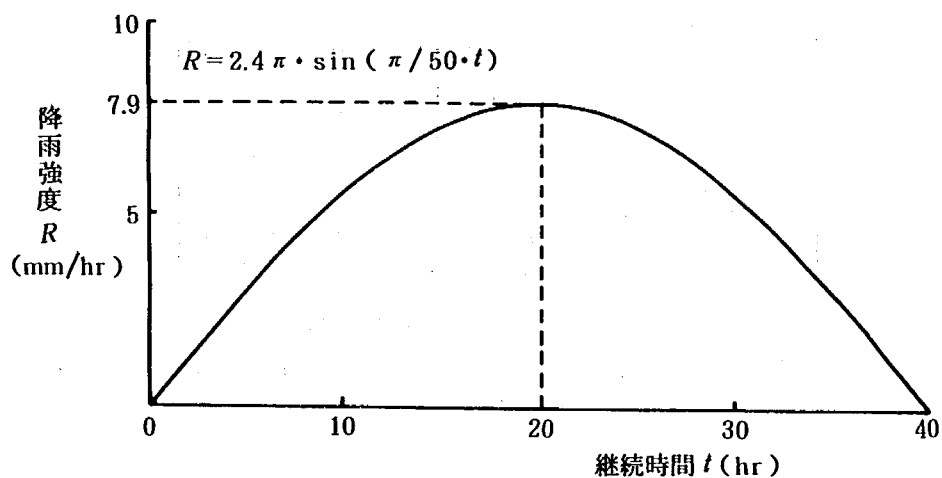
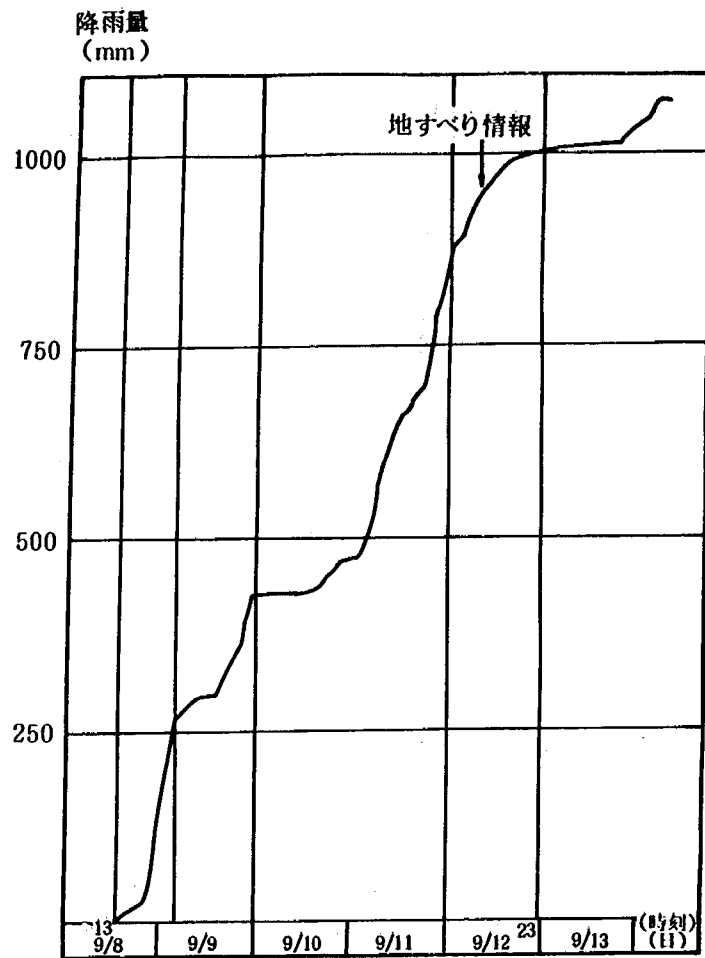
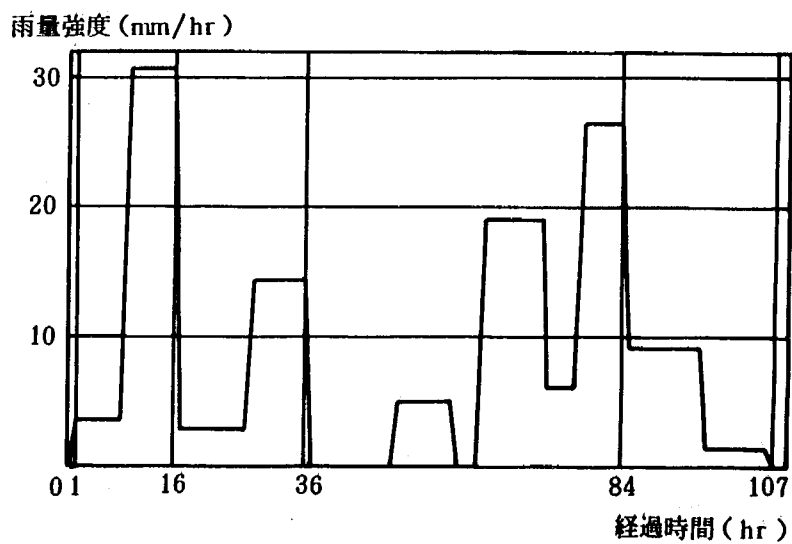


図-4.18 降雨パターン：ケース S-5



図－4.19 台風に伴う異常降雨時の累積雨量曲線
(昭和51年度東乙原ボーリング工事報告書の第30頁より)



図－4.20 台風時の浸透流解析に用いた雨量曲線

これらの表より、神路における時間雨量の経時変化を図－4.6に示す。ここで、一降雨とは無降水継続時間が1時間以上となる区間で区切られる降雨と考えた。

一般に、ある地域の降雨において、時間雨量の経時変化曲線に特定のパターンを見出すことは困難といわれているが、図－4.5からも各降雨に共通するパターンを見出すことは困難である。図－4.6は、降雨パターンが正規曲線に近いと予想して、神路データのうち三例の降雨について、時間雨量の経時変化を正規確率紙にプロットしたものである。この方法においても、直線とはならず、また、降り始めと降り終りが定まらないことがわかり、正規曲線による近似は不適切であると考えた。

次に、座標軸を一降雨について

横軸 = (降雨開始後からの任意の時間 t) $\times$ (降雨期間 T) $\times$ 100 (%)

縦軸 = (t までの降雨量 $\Sigma^t R$) / (総降雨量 $\Sigma^T R$) $\times$ 100 (%)

と定義して、一降雨の連続降雨量を調べると図－4.7～図－4.12の(A), (B)を得た。

ここで、雨は降り始めと降り止む時点では小雨であり、中間において激しい雨となる形を予想する。そこで、このことを数理的に表現するものとして、今、降雨強度 R (=単位時間当たりの降雨量) と時間の関係は、中間に頂点を持ち、上側に凸な曲線形状を考え、一般的降雨のパターンとし、図－4.13に示すような正弦曲線 (Sin 曲線) を仮定する。すなわち、一般的降雨時の降雨強度 R と経過時間 t の関係とし、

$$R = A \cdot \sin(\omega t + \theta) + B \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

を仮定する。ここに、 ω , θ は地域による定数である。(4-1) 式を積分すると時間 t までの降雨量

$$\Sigma^t R = \int_0^t R dt = a \cdot \cos(\omega t + \theta) + b \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

を得る。つまり、図－4.7～図－4.12の(A), (B)の各曲線を余弦曲線と見なすことになる。そして、図－4.7～図4.12の各(A), (B)の実測値と(4-2)式の仮定曲線の差とその頻度の関係をプロットすると、図－4.7～図－4.12の(C)を得た。そして、このヒストグラフが正規分布形として、その平均と標準偏差を求めると、平均は-2.2～-5.1、標準偏差は、11.5～14.0となり、さらに実測値との差が $\pm 10\%$ 以内となる確率として74%を得た。

以上のことから、今回の解析斜面の一般的降雨パターンは(4-1)式で表わされるSin曲線で近似することとする。この式によると、ある時間 t での降雨強度は、総雨量の10%の雨量の誤差で近似される確率が74%であると考えられる。そしてある特定の雨について、降雨継続時間 T と総雨量 $\Sigma^T R$ が与えられれば、(4-1)式の各定数が求まり、一般的と予想される降雨の任意時刻 t の降雨強度 R を求めることが出来る。

4-5-2 入力条件として用いた降雨パターン

東乙原地区を通る国道156号の現行の通行規制量が120mmであることから、今回の解析で取り扱う降雨の総雨として、120mm, 150mm, 200mmを設定した。

また、降雨継続時間については、神路の降雨データ図－4.7(D)から、決定した。

降雨量 120 mm	降雨継続時間 25 時間
降雨量 150 mm	降雨継続時間 30 時間
降雨量 200 mm	降雨継続時間 40 時間

とした。そして、120mm, 150mm, 200mm降雨パターン(降雨強度 R と降雨継続時間 t の関係)

も(4-1)式によるSin曲線とした。

また、これまでの降雨災害例によると、前駆的な小雨が長時間降り続いたのち、短期間の集中豪雨があって、斜面が崩壊するケースが多く見られる。そこで、今回の解析においても、このような降雨パターンに近い形として、降雨強度 60mm/2h の集中豪雨が2時間現われるパターンを総雨量 150 mm の降雨に設定した。さらに、前駆的な小雨強度の差異が与える影響を検討する為に、降雨強度を 5 mm/h 一定とした総雨量 150mm の降雨も設定した。

表-4.12 に、今回の解析で検討した降雨を示す。

表-4.12 解析に用いた降雨

降雨パターン	総雨量	降雨継続時間	降雨曲線	備考
ケース S-1	120	25	Sin 曲線	図-4.14
ケース S-2	150	20	Sin 曲線	図-4.15
ケース S-3	150	30	5 mm/h 一定	図-4.16
ケース S-4	150	30	60mm/2h の集中豪雨	図-4.17
ケース S-5	200	40	Sin 曲線	図-4.18
ケース S-6	1070	107	折線近似	図-4.20

4-5-3 台風時の降雨パターン

台風時の降雨パターンは、昭和59年度東乙原地すべり安定解析業務で得られた台風時の累積雨量曲線(図-4.19)を折線近似して、降雨強度 R と経過時間 t との関係を求めた。(図-4.20) その結果を用いて、台風時の飽和・不飽和浸透流解析を行った。

5. 要素分割

5-1 RBSMの要素分割

2-2で述べたように、解析するために既に決定した解析断面図-3.2を微小な有限要素に分割する必要がある。

RBSMでは、分割した要素と要素の共有辺ですべると仮定していることから、解析結果として得られるすべり線はすべてこの要素辺上に表れされる。したがって、正しい解を得る為には、各要素の辺が正解のすべり線を含んだ形とすることである。しかしながら、正解のすべり線を予め知ることは不可能であるから、許される範囲内で要素分割を細かくすることが、より精度の高い解を得る為に必要である。

そこで、要素分割においては、次の点に留意した。

- 1) 法枠工やアンカー工をできるだけ忠実な形で取り込めるように分割する。
- 2) 斜面は左下りであり、地すべりはほぼこの斜面の方向に沿う形で発生したであろうと予想されることから、右上方から左下方へ延びる分割線を多くする。
- 3) 硬岩・特に基岩部においてすべりが生じるとは考え難いから、この部分の分割を他の土層に比べて粗くしても、解の精度は変わらない。
- 4) アンカー部では応力集中が予想されるから、周辺よりも多少細かくする。
- 5) 既報告書で推定されたすべり線を含んだ形とする。

以上の方針に基づいて、今回の解析断面を図-5.1のように分割した。RBSMにおいては、節点総数229、要素数430、スプリング数625となった。

ここで、アンカー工に対応する要素の計算処理について補足する。アンカーにはプレストレスとして定着荷重を加わる。このことを解析では、次の3つの段階により処理する。例として、法枠アンカー工の第1段階のアンカーについて、

- 1) 第1段階：アンカー定着部の初期支圧応力の計算（図-5.2）

アンカーを設置したときに上載圧による支圧応力を求めるために、アンカー定着要素(27)は、周辺地山要素(26)、(53)と同じ動きをとるように、ピン要素(28)がないものとして、初期応力計算する。

- 2) 第2段階：アンカーの定着（図-5.3）

次に、アンカー定着要素(27)に連結した、材質が同一で重量を持たないピン要素(28)に定着荷重 P を加える。これと同時に、定着荷重を加えるための反力を要素(38)、(73)にそれぞれ $P/2$ ずつ、力 P の方向と反対方向に加える。このとき、要素(36)、(37)との連結はないものとして計算する。この処理を施工の手順で考えると、アンカー上端を油圧ジャッキで緊張し、その反力を定着金具のプレートでもたせる。このとき、プレートとアンカー鋼材の間には隙間があるが、要素(38)、(73)はこの定着金具のプレートに相当するRBSMの要素であり、要素(36)、(37)との各バネを含まない形で数値計算することにより、上述の隙間の

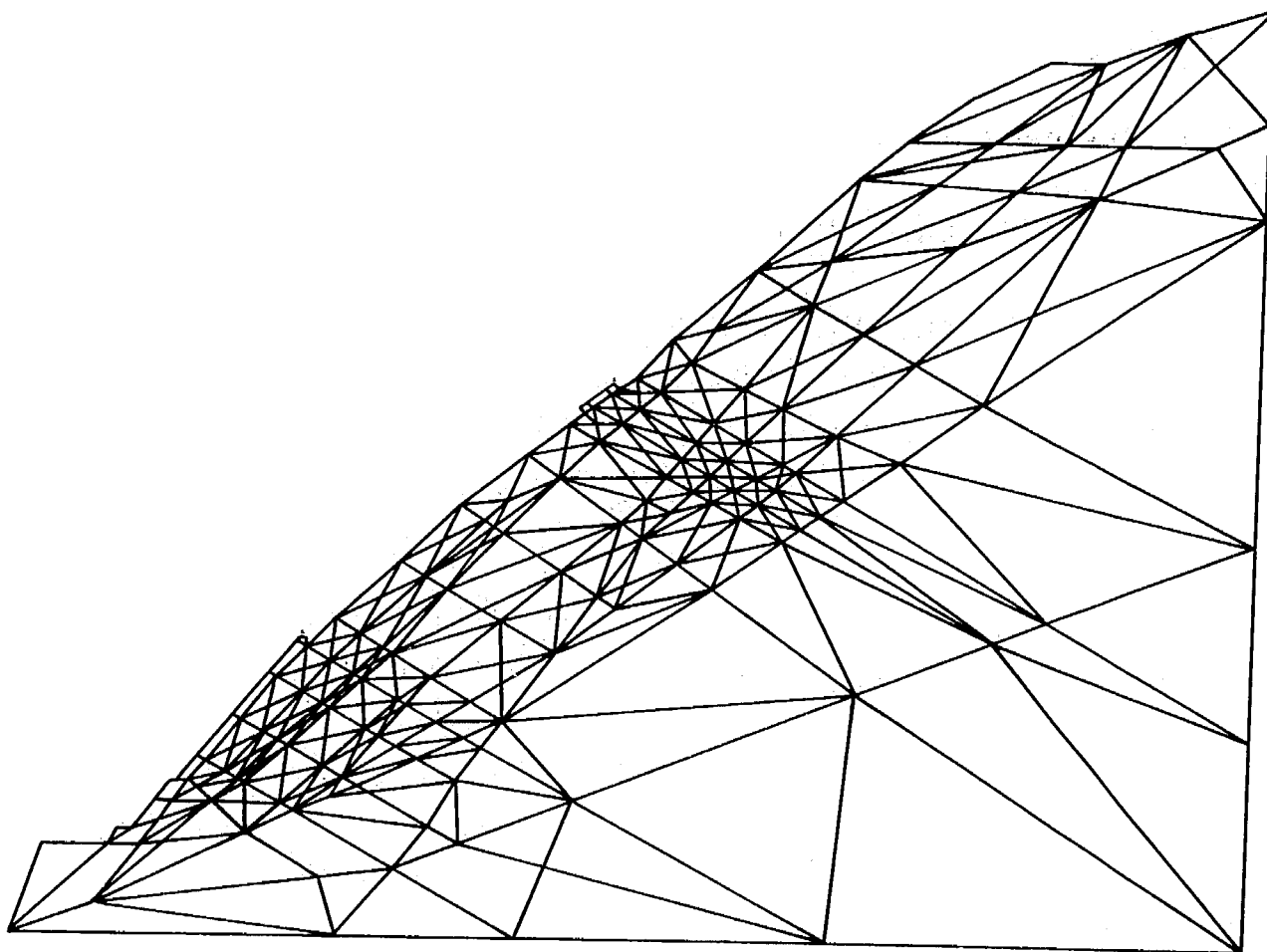


図-5.1

効果を与えることができる。

3) 第3段階：定着後（図-5.4）

第2段階に要素(36), (37)を足す。この状態において、要素(37)と(36), (36)と(28), および(28)と(27)の間には定着荷重による緊張力にあたるプレストレスが働いており、他方、要素(38)と(35), (70)と(73)の間には、その反力としての圧縮力が作用している。そして、法枠工のコンクリート梁に相当する要素(35), (70)に降雨などによる新たな付加荷重あるいは変位が与えられれば、これによる力が定着金具のプレートに相当する要素(38)と(73)に伝わり、ピン要素(37)を介してアンカー定着要素(27)に作用する。このとき、地山要素(26), (53)との間の摩擦抵抗力が発生して、このコンクリート梁の動きを拘束する支保機構が形成されたことになる。

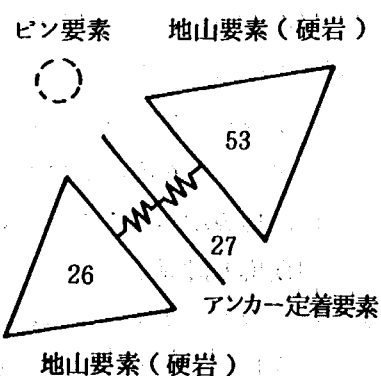


図-5.2 アンカー要素の手順（第一段階：初開応力計算）

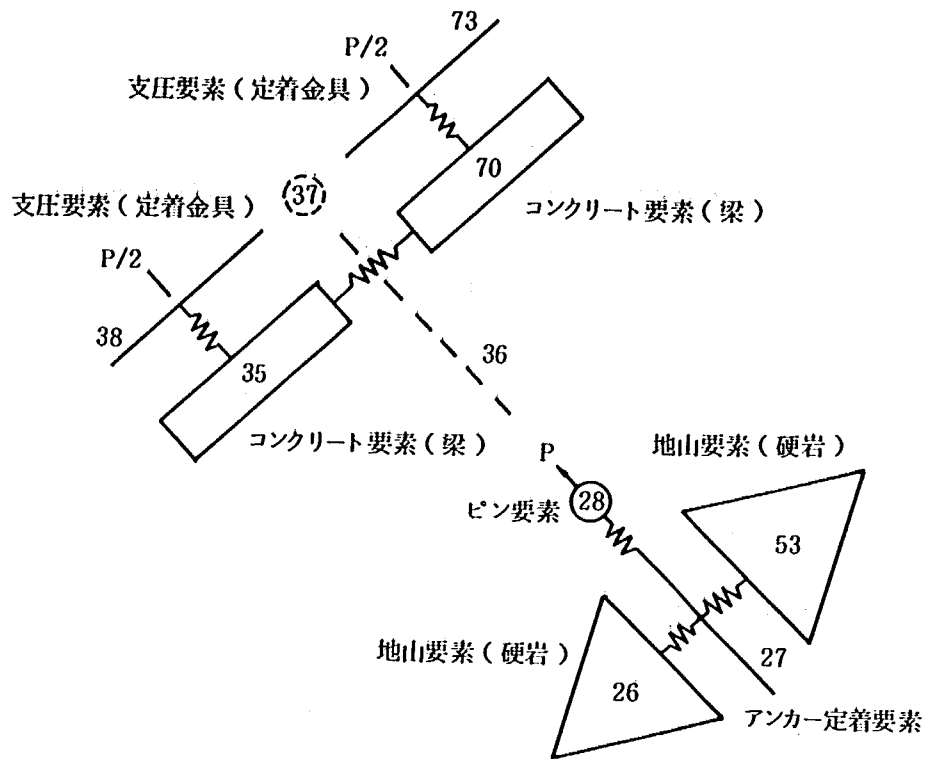


図- 5.3 アンカー要素の手順 (第二段階：定着)

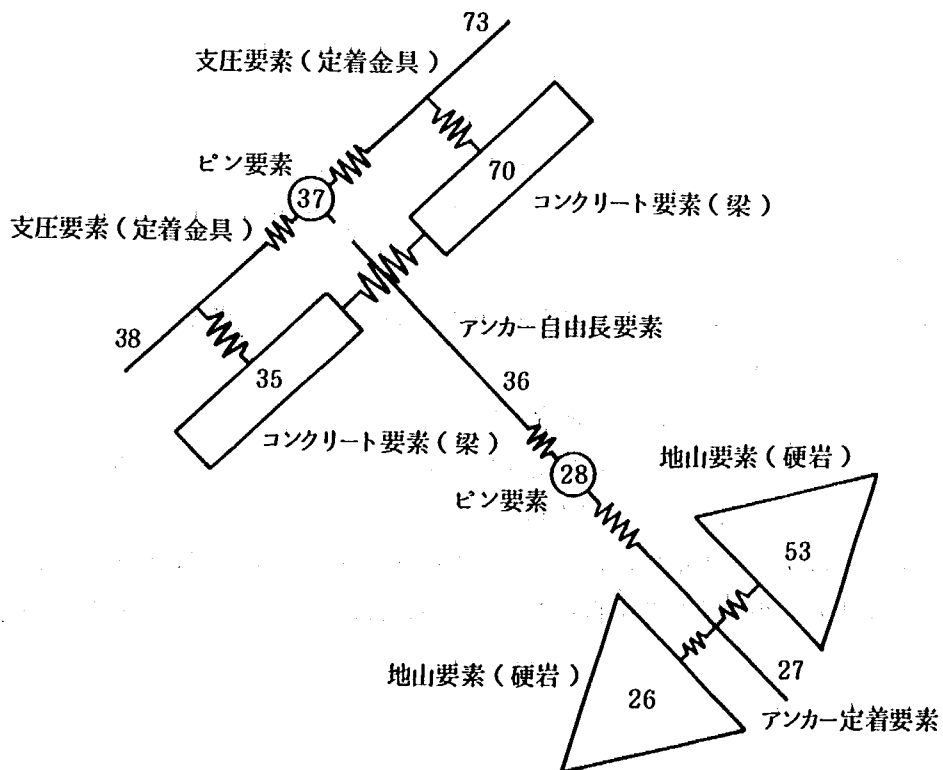


図- 5.4 アンカー要素の手順 (第三段階：定着後)

以上のように、RBSMではアンカー部材を定着部、自由長部、締め付け部の各部に応じた要素を設定でき、しかも、曲げ剛性を極めて小さくしたピン要素を足すことにより、アンカー鋼材が自由に曲がる性質も再現できることが可能であり、一層現実に近い形でアンカーの挙動を解析できる。なお、現実のアンカー定着部は丸い棒状で地山内に設置されているが、解析では二次元平面ひずみ条件としているため、このアンカー定着要素はシートパイルのように、解析断面図の紙面に直角に配置されているとして取り扱っている。また解析では、奥行1mの平面ひずみ条件としていることから、アンカーに加える緊張力は実際の荷重の1/3倍に換算している。

拘束条件は附図-4の要素番号において

下端の要素 (1), (19), (39)	: 横方向および回転方向固定
右端の要素 (112), (153), (197), (278), (332)	: 縦方向および回転方向固定
要素 (74)	: 全方向固定

とした。なお、文中()は要素番号を表す。

5-2 浸透流解析の要素分割

浸透流解析においても、RBSM同様に解析断面を小さな有限要素に分割する必要がある。ここで、浸透流解析により得られた降雨時の斜面内水圧分布RBSMの解析の入力条件として用いることから、RBSMの要素分割を参考とし、図-5.5のように分割した。

浸透流解析の節点総数は159、要素総数は245となった。

浸透流解析では、硬岩から成る基盤部が除かれている。これは、この部分で棒状コアが採取できるとのボーリング報告から、この部分を不透水層と考え、解析領域から除外したためである。また、浸透流解析においては、斜面上部をRBSMの要素より上方に延長している。これは斜面上方からの雨水の流入を考慮する為に設けたものであり、下方斜面の圧力水頭を調整する効果だけを目的としていることから、単純な土層区分とした。

拘束条件は、図-5.5において節点番号1の位の位置が長良川の増水位にあたるとして、この位置の標高で定水頭(地下水面)とした。

また、降雨域は、斜面ののり面部分(節点5以上)とした。

初期条件として、各節点での初期圧力水頭 ϕ が各土層の初期サクション圧 $H_0 = -0.7\text{ m}$ 、または、 -0.45 m より0.1大きくして、 $\phi_0 = -0.6\text{ m}$ または -0.35 m となるように、初期水頭を与えた。このように0.1大きく設定した理由は、各土層の特性曲線を使った数値計算途中で、体積含水率 Θ が、初期の体積含水率よりも小さくなる場合があると、 ϕ は無限大となって、数値解が発散するのを防ぐためである。

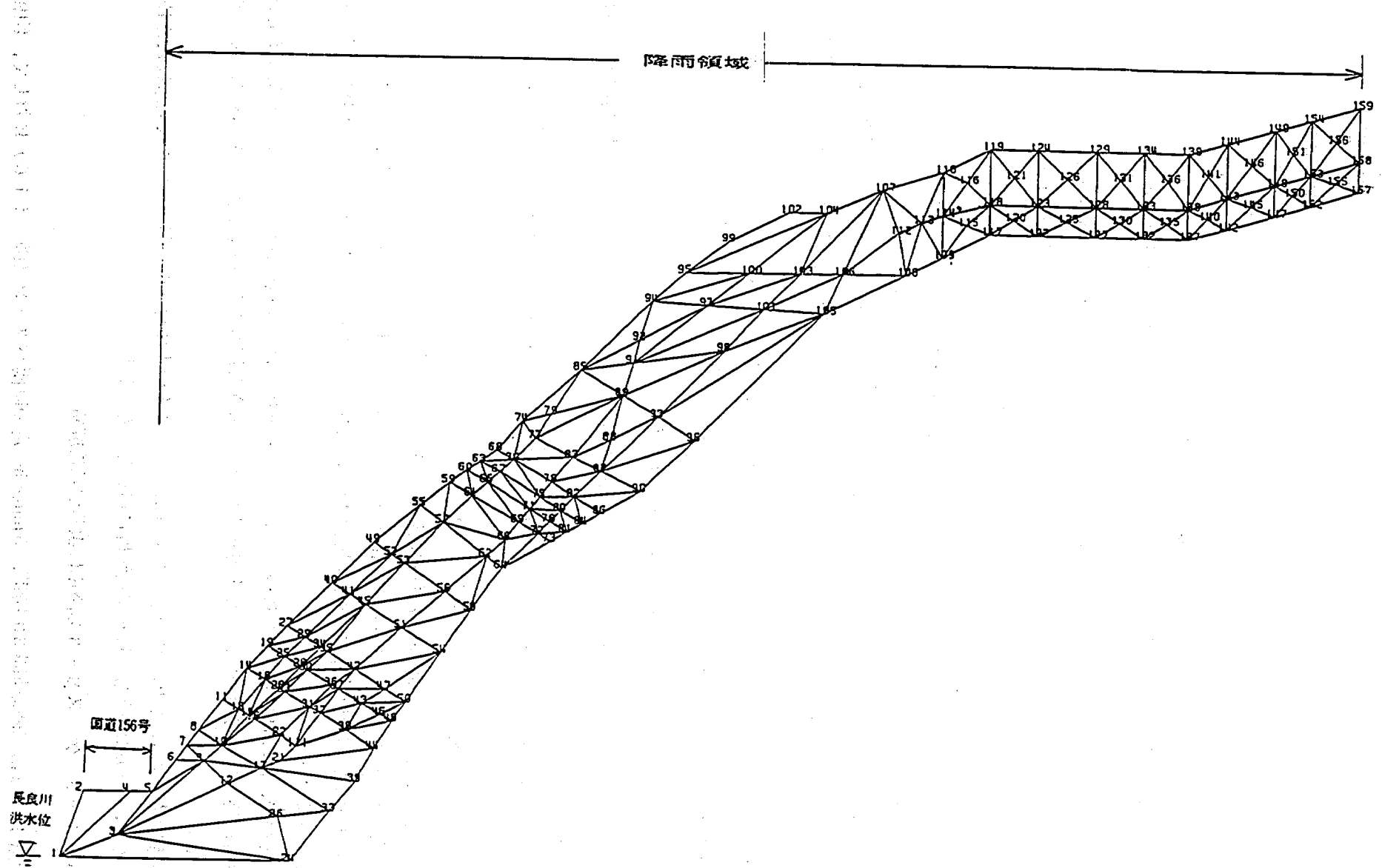


図-5.5 浸透流解析 (FEM) の要素分割図 (節点番号) 縮尺: 1/600

6. 数値計算結果

6-1 浸透流解析

6-1-1 ケースS-1の降雨による浸透流解析

総雨量120mm, 継続時間25時間, sin曲線の降雨パターン(図-4.14)に対して飽和・不飽和浸透流解析を行った。

降雨開始後1, 5, 10, 20, 25時間後の圧力水頭(=水圧またはサクション圧)の分布を図-6.1に示す。図-6.1の右上の番号と数値は, 水圧番号とそれに対応する水圧(正の値)またはサクション圧(負の値)を記したもので, 破線で囲まれる部分が飽和域を示している。

ケースS-1の降雨の場合の特徴としては,

- 1) 降雨強度がピークを過ぎた15時間後においては, 中腹から下方の軟岩Iの土層の水圧が高くなるが, 斜面上部では透水層(玉石混り砂質土)があるため, 不飽和域となっている。
- 2) その後, 時間の経過とともに雨の降り方は次第に収まっていくが, 斜面内では飽和域がさらに広がるようになる。また, 斜面上方では水圧が上昇するのに対し, 斜面下方では, 水圧は低下する。

この解析結果から, 抑止アンカーより上方の水圧が最も高くなる25時間後の水圧分布が斜面安定上最も危険な水圧分布と考え, この水圧分布を斜面安定解析に用いることとした。

6-1-2 ケースS-2の降雨による浸透流解析

総雨量150mm, 継続時間20時間, sin曲線の降雨パターン(図-4.15)に対して飽和・不飽和浸透流解析を行った。

降雨開始後1, 5, 10, 15, 20時間後の圧力水頭(=水圧またはサクション圧)の分布を図-6.2に示した。

ケースS-2の降雨の場合の特徴としては,

- 1) 5時間経過後で斜面中腹と法尻付近に飽和域が現われる。
- 2) 雨が最も激しく降っている10時間経過後(降雨強度=11.78mm/hn)では, 中腹から下方軟岩Iの土層が飽和域となるが, 斜面上部では透水層(玉石混り砂質土)のため不飽和域が大きく残っている。
- 3) その後, 雨の降り方は次第に収まっていくが, 斜面内では飽和域がさらに広がり, 20時間経過後(降雨終了時)で始めて, 斜面上方からの雨水が大きな流れとなって, 地すべり地区に流入してくる。

この解析結果から, 斜内水圧が最も高くなる20時間後の水圧分布が, 斜面安定上最も危険な水圧分布と考え, この水圧分布を斜面安定解析に用いることとした。

6-1-3 ケースS-3の降雨による浸透流解析

総雨量150mm, 継続時間30時間, 5mm/h一定の降雨パターン(図-4.16)に対して, 飽和

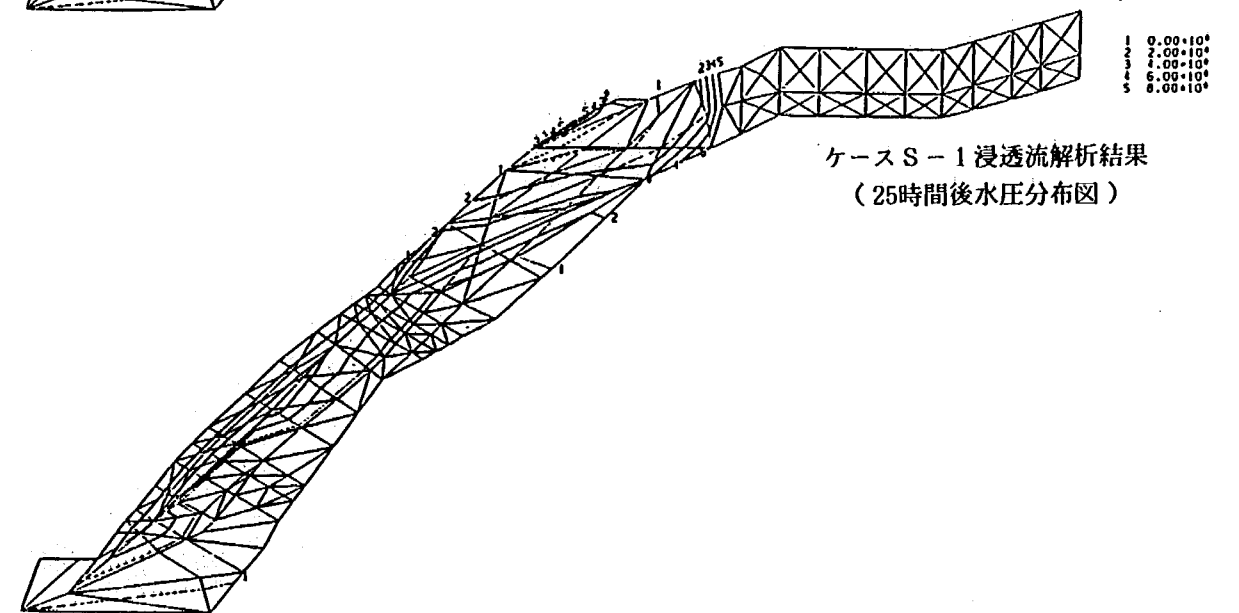
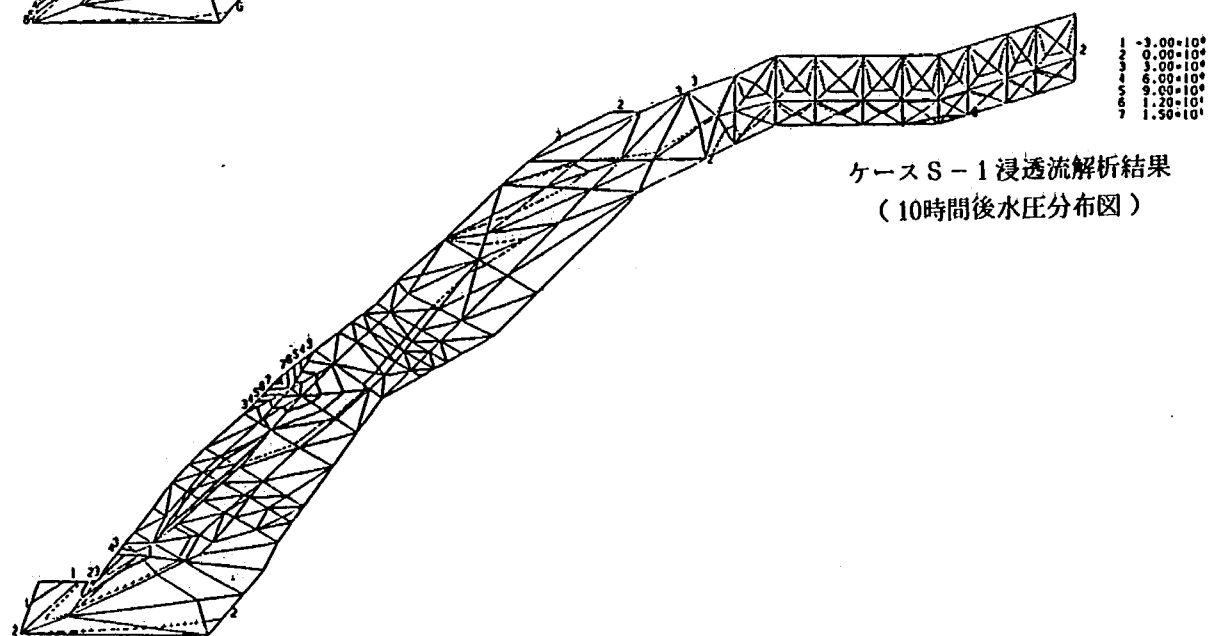
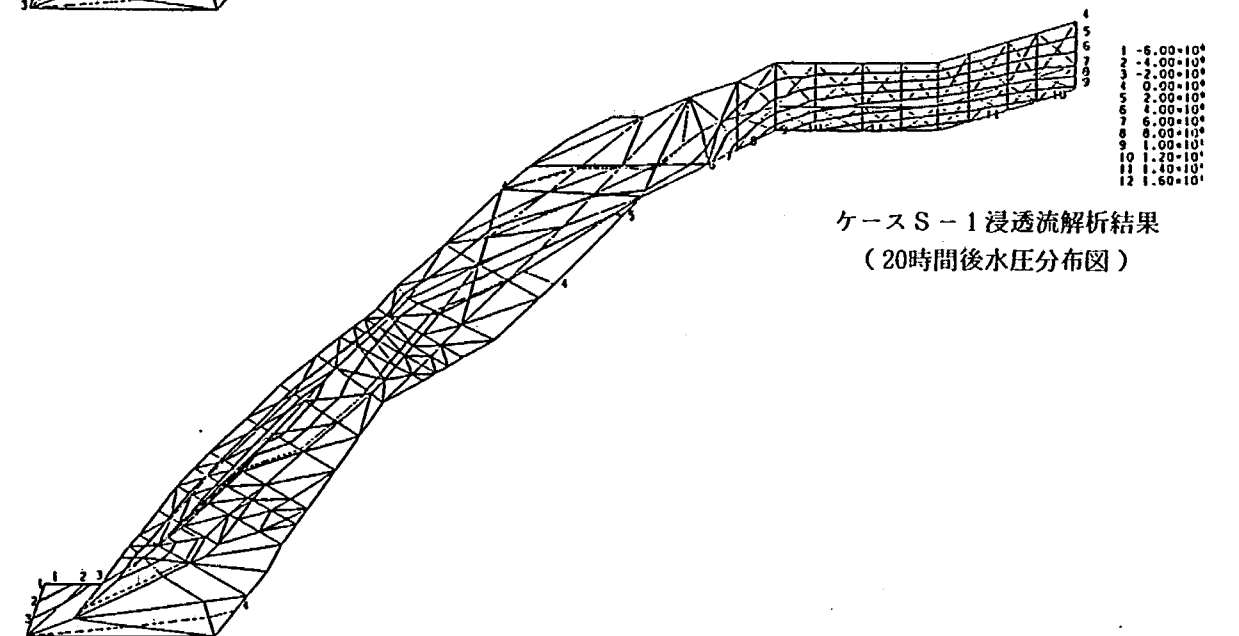
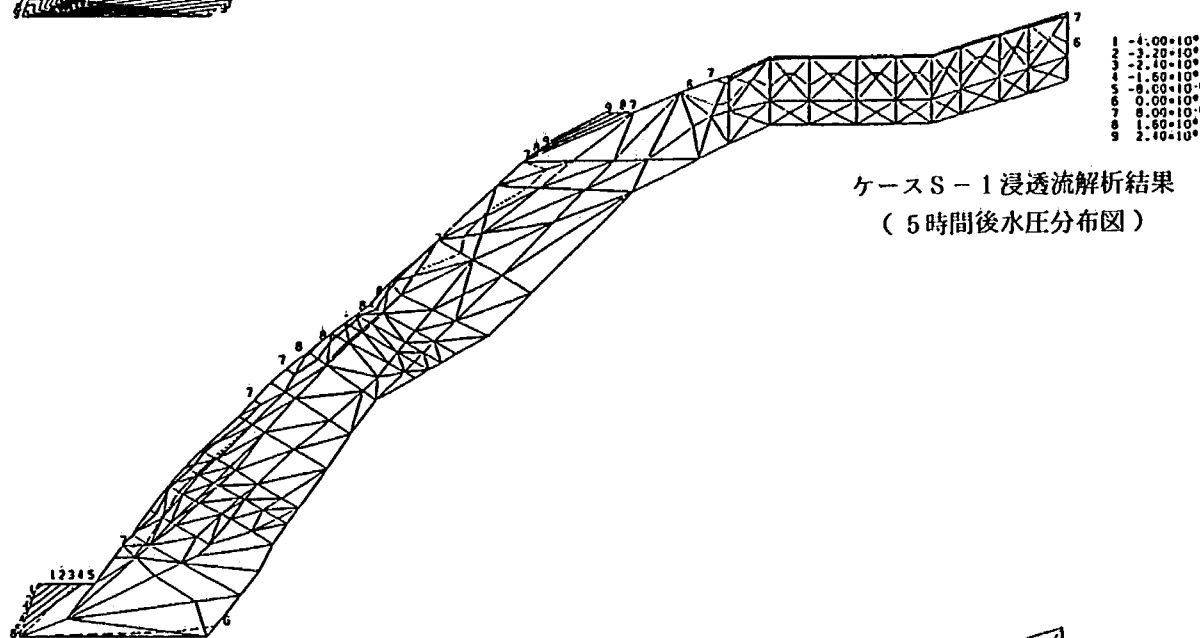
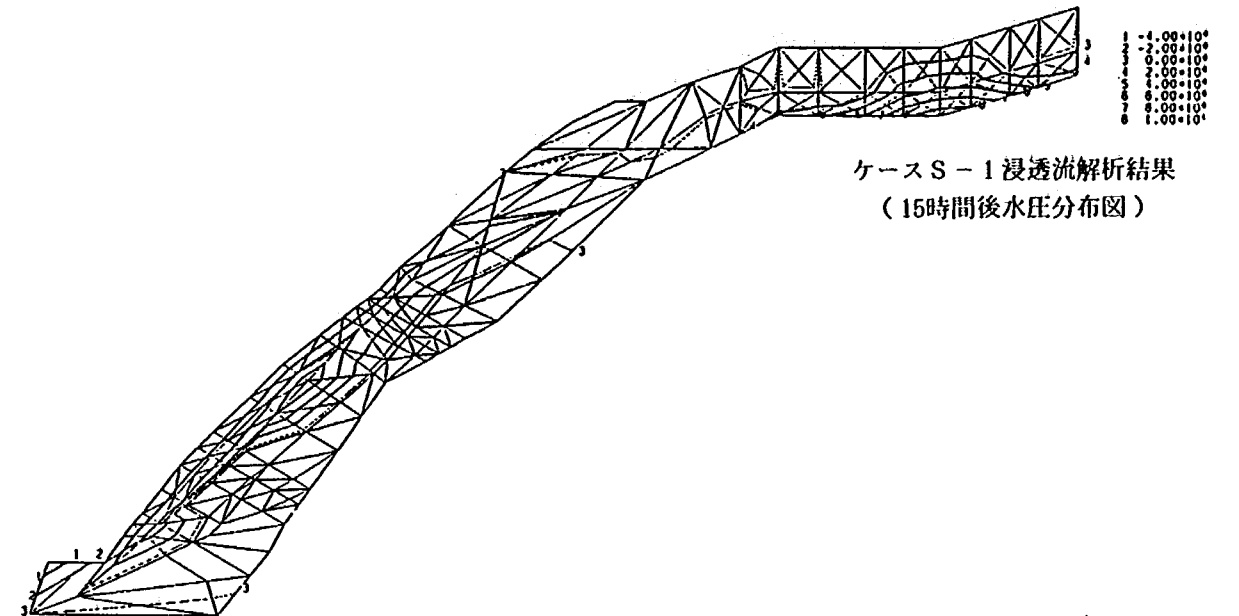
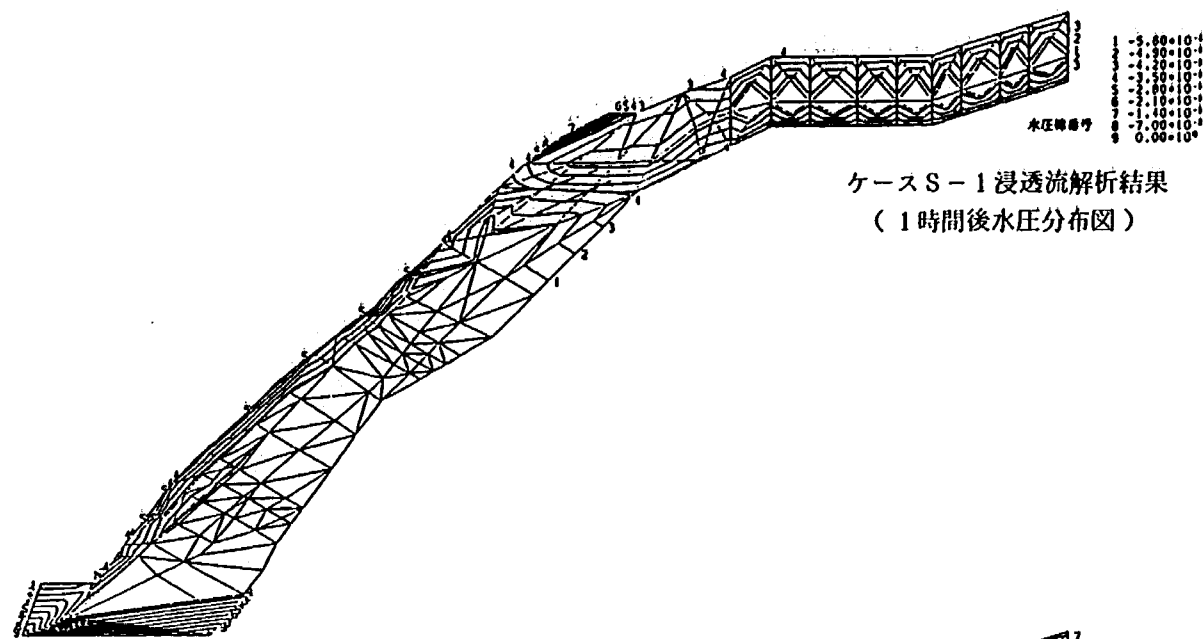


図-6.1 ケース S-1 の浸透流解析結果水圧分布図

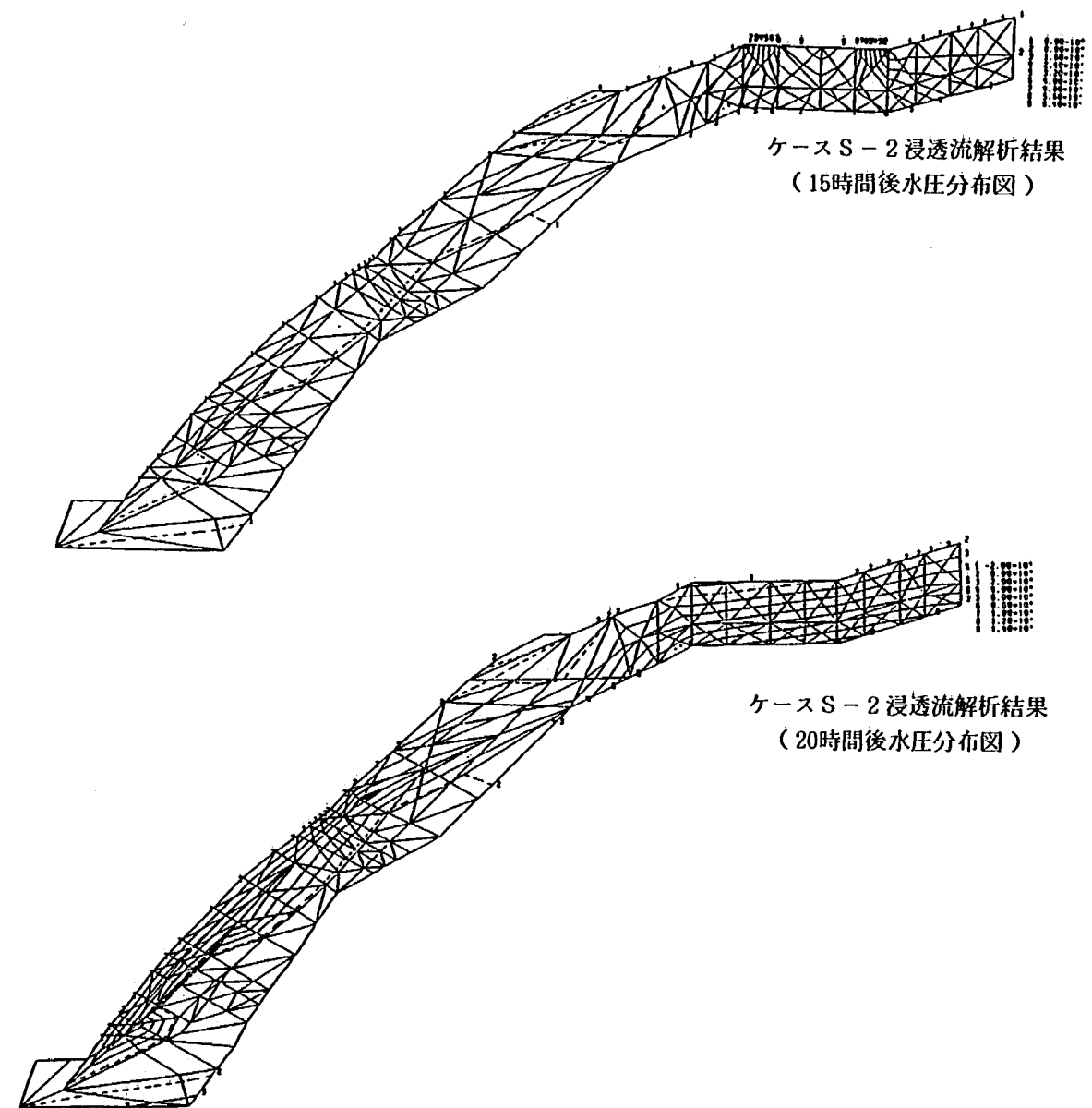
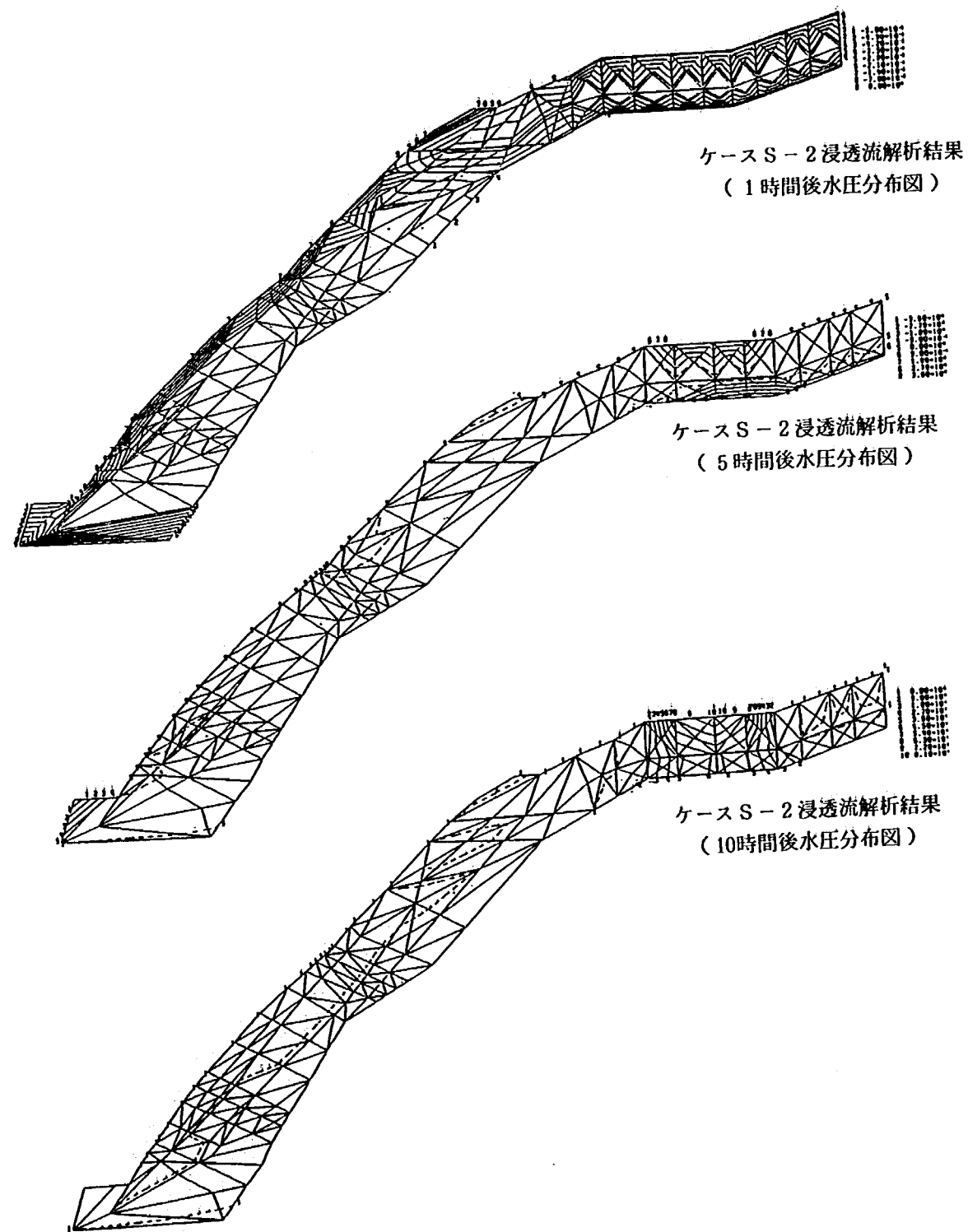


図-6.2 ケース S-2 浸透流解析水圧分布図

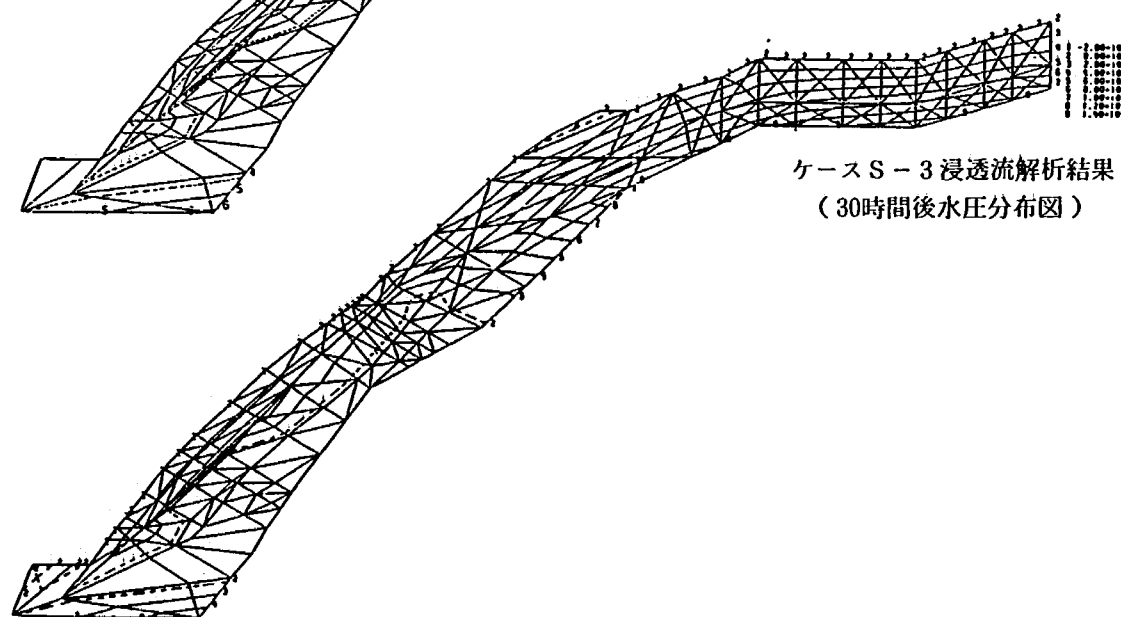
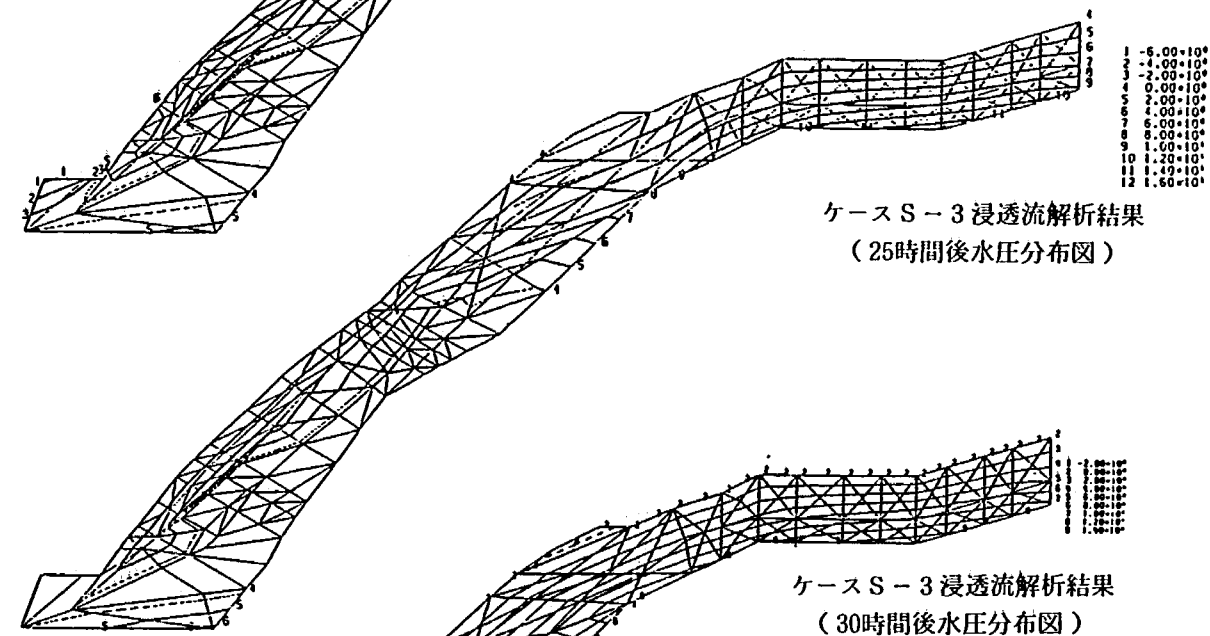
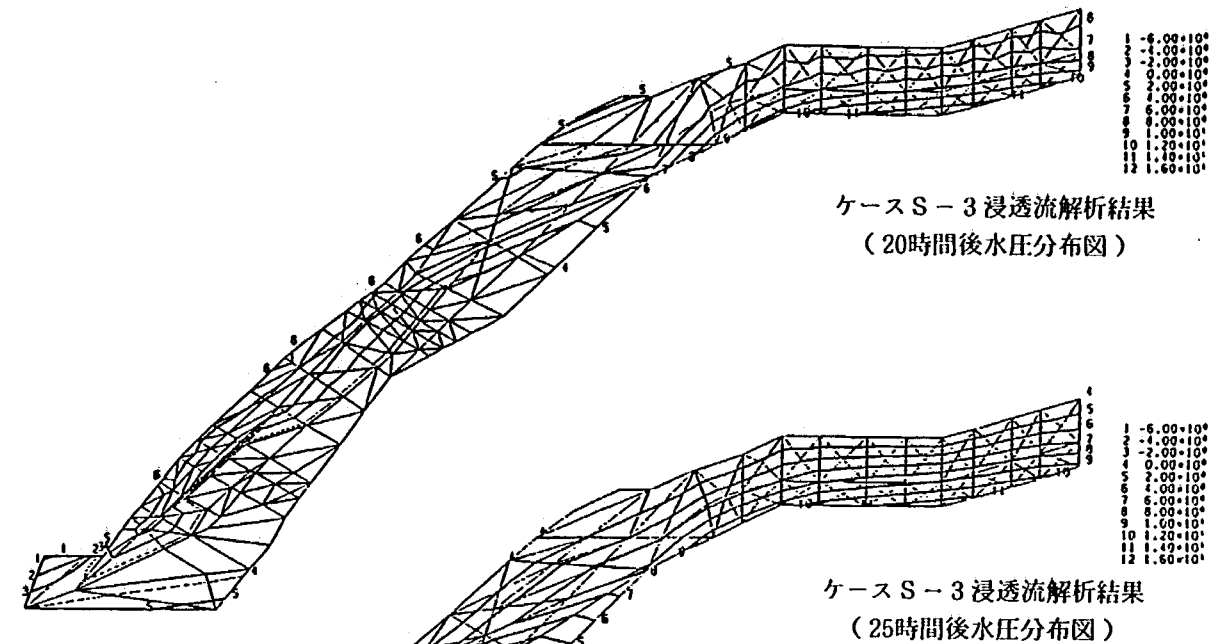
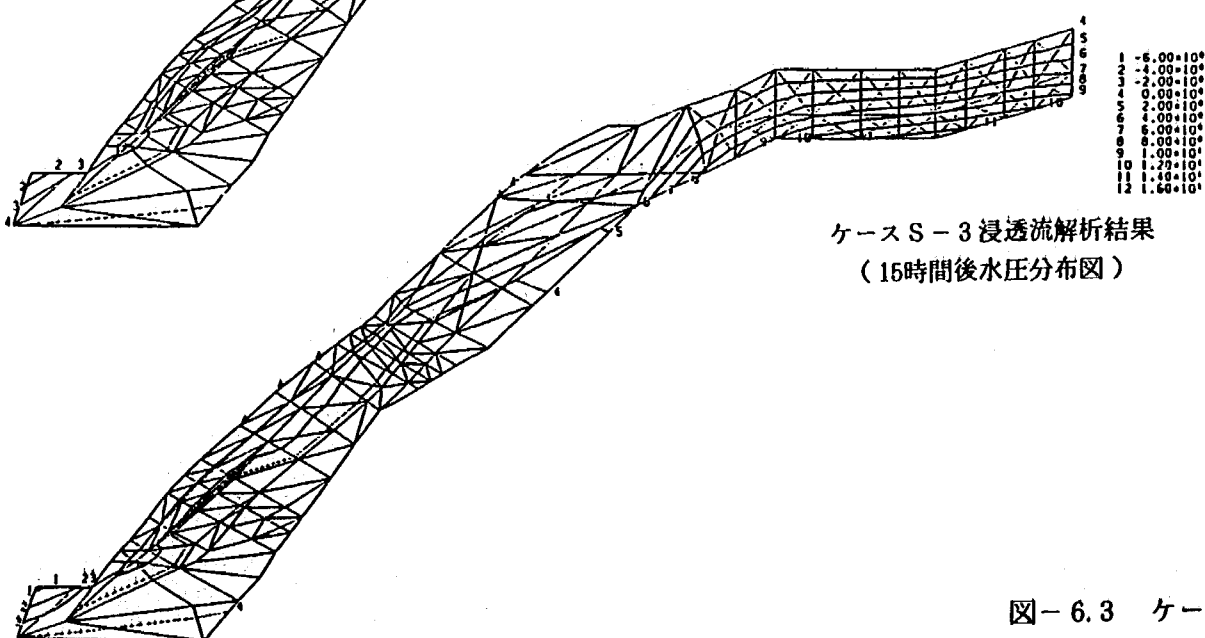
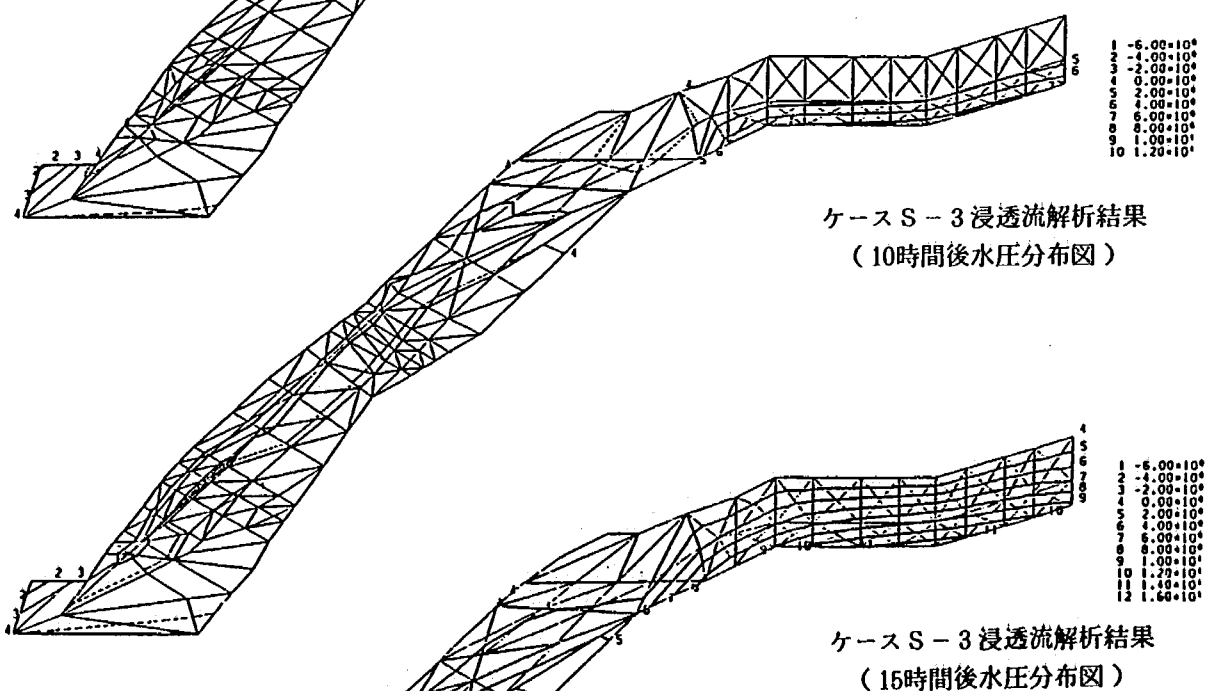
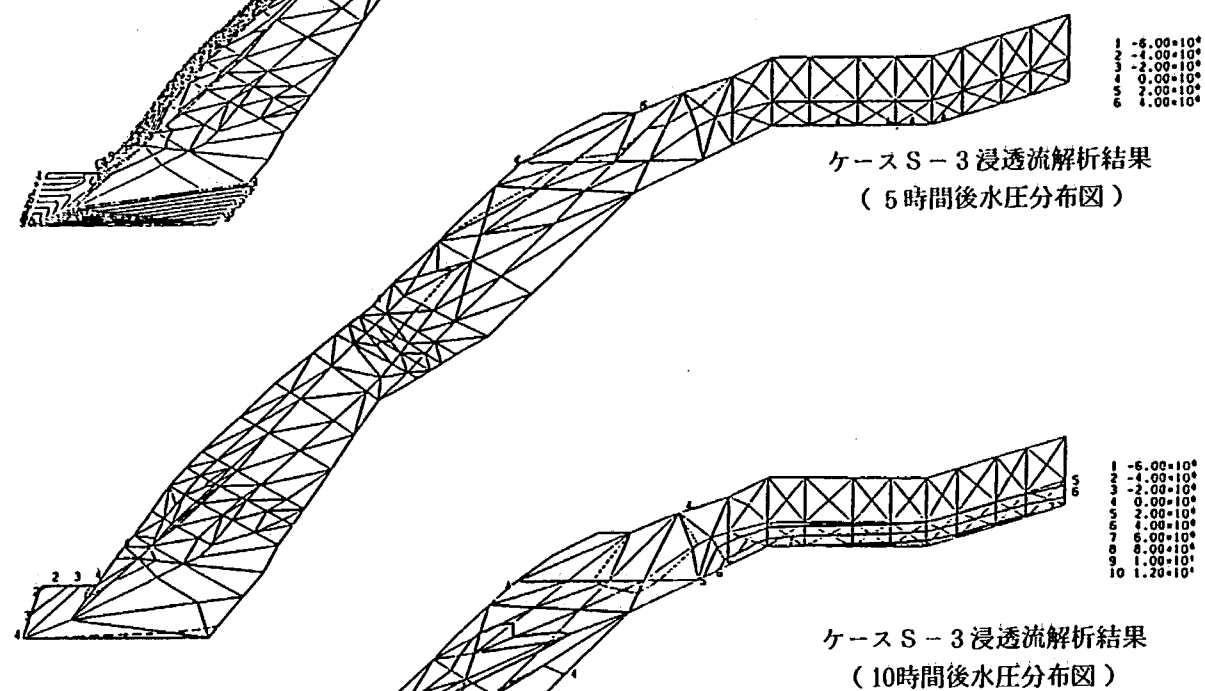
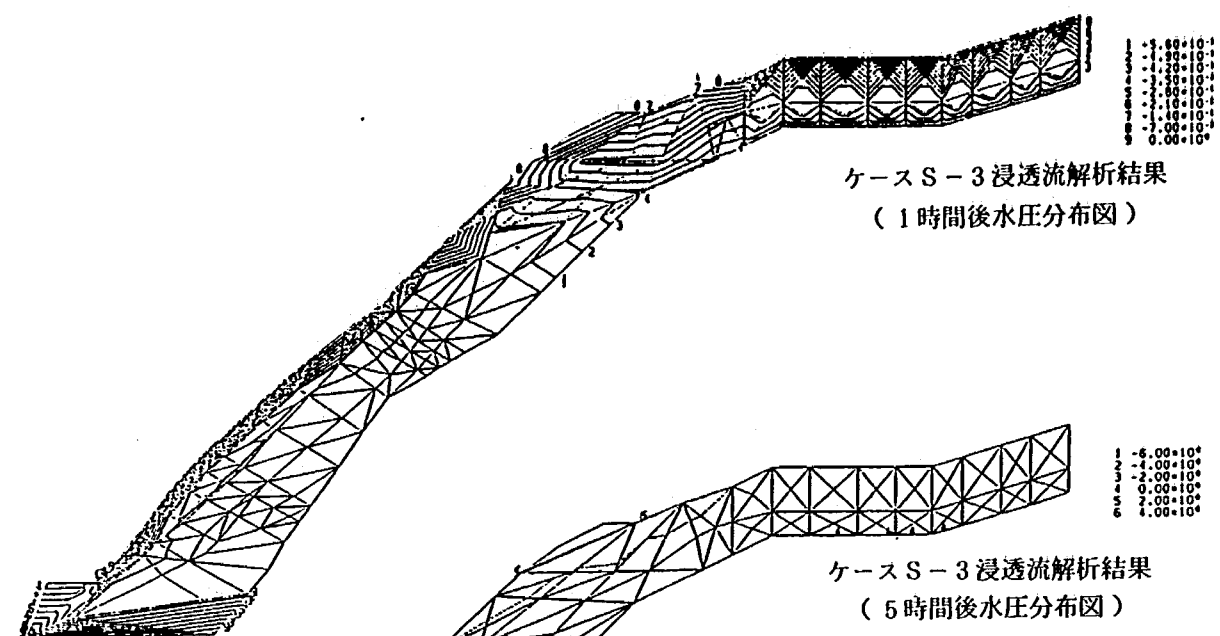


図-6.3 ケース S-3 浸透流解析水圧分布図

・不飽和の浸透流解析を行った。

降雨開始後 1, 5, 10, 15, 20, 25, 30 時間後の圧力水頭 (= 水圧およびサクション圧) の分布を図-6.3 に示した。

ケース S-3 の降雨の場合の特徴としては、

- 1) 降り始めから 15 時間経過後には、斜面中腹から下方の軟岩Ⅱの土層を除いてほぼ全域が飽和域となる。
- 2) その後の降雨の流入と斜面上方からの雨水の流入により、斜面中腹部の水圧が高くなり、かつ範囲も広くなる。そして、30 時間後で中腹部の水圧が最も高くなる。
- 3) また、20 時間後で斜面下方の地表面の水圧が高くなるのは、上方からの雨水の流入し、地表面から流出しようとしているためと考えられる。

この解析結果から、斜面内水圧が最も高くなる 30 時間後の水圧分布を斜面安定度解析に用いることにした。

- 4) 集中豪雨の前駆的な雨 (一定降雨) においては、図-6.3 と図-6.2 を比較すると、降雨強度が大きいものほど、同一時刻では斜面内に発生する間隙水圧は大きく、かつ飽和域が広いことがわかる。

また、2) と 3) から当ケースの集中豪雨は、数値解析上斜面内には浸透せず、全て地表水となった結果が得られた。

今回の解析において、4) のような現象が現われた理由として、以下のことが考えられる。

土質材料の間隙水圧と飽和度の関係は、図-6.4 のようになることが知られている。

この図に示す特性を、降雨時の地表面に適用すると、降雨前の地山は、自然含水比状態にある。従って、間隙圧は負でサクション圧を持っている。このため、表面から水が供給されると、土の内部に浸透して行く。そして、ついに飽和度 100 % となると、これ以上水圧 0 の水は、土の内部に入っていない。(但し、水圧 > 0 の水が供給されるとダルシー則で表されるだけの水が流入し、土の間隙水圧は、正 (水圧) となり、これが位置水頭より大きくなると過剰間隙水圧となる。) すなわち、地表に降った雨水は、水圧 0 の水であるから、飽和した地表面の土には飽和透水係数に応じた水量だけしか浸透されず、大半の雨水は、地表水となって、斜面上を流下することになる。

6-1-4 ケース S-4 の降雨による浸透流解析

総雨量 150mm, 継続時間 30 時間, 20 ~ 22 時間の間に 60mm の集中豪雨を伴ない、その他は一定降雨パターン (図-4.17) に対して飽和・不飽和浸透流解析を行った。

降雨開始後 1, 5, 10, 15, 20, 25, 30 時間後圧力水頭 (= 水圧およびサクション圧) の分布を図-6.5 に示した。ケース S-4 の降雨の場合の特徴としては、

- 1) 20 時間経過後には、斜面中腹から下方の軟岩Ⅱの土層を除いてほぼ全域が飽和域となる。

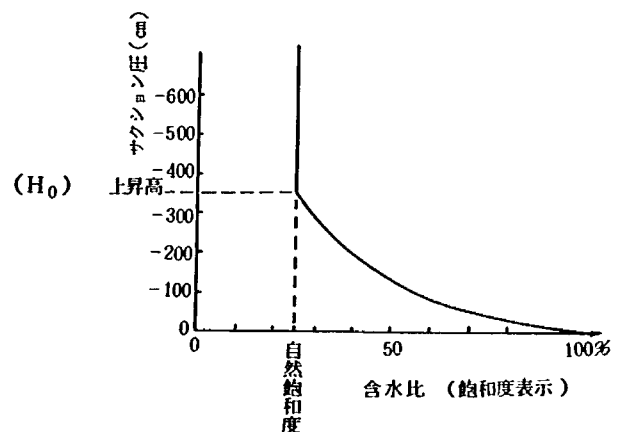


図-6.4 サクション圧と含水比の関係の推定
電中研報告「高瀬ダム 水過程の浸透流に関する実測値と解析値との比較検討」：(財)電力中央研究所より

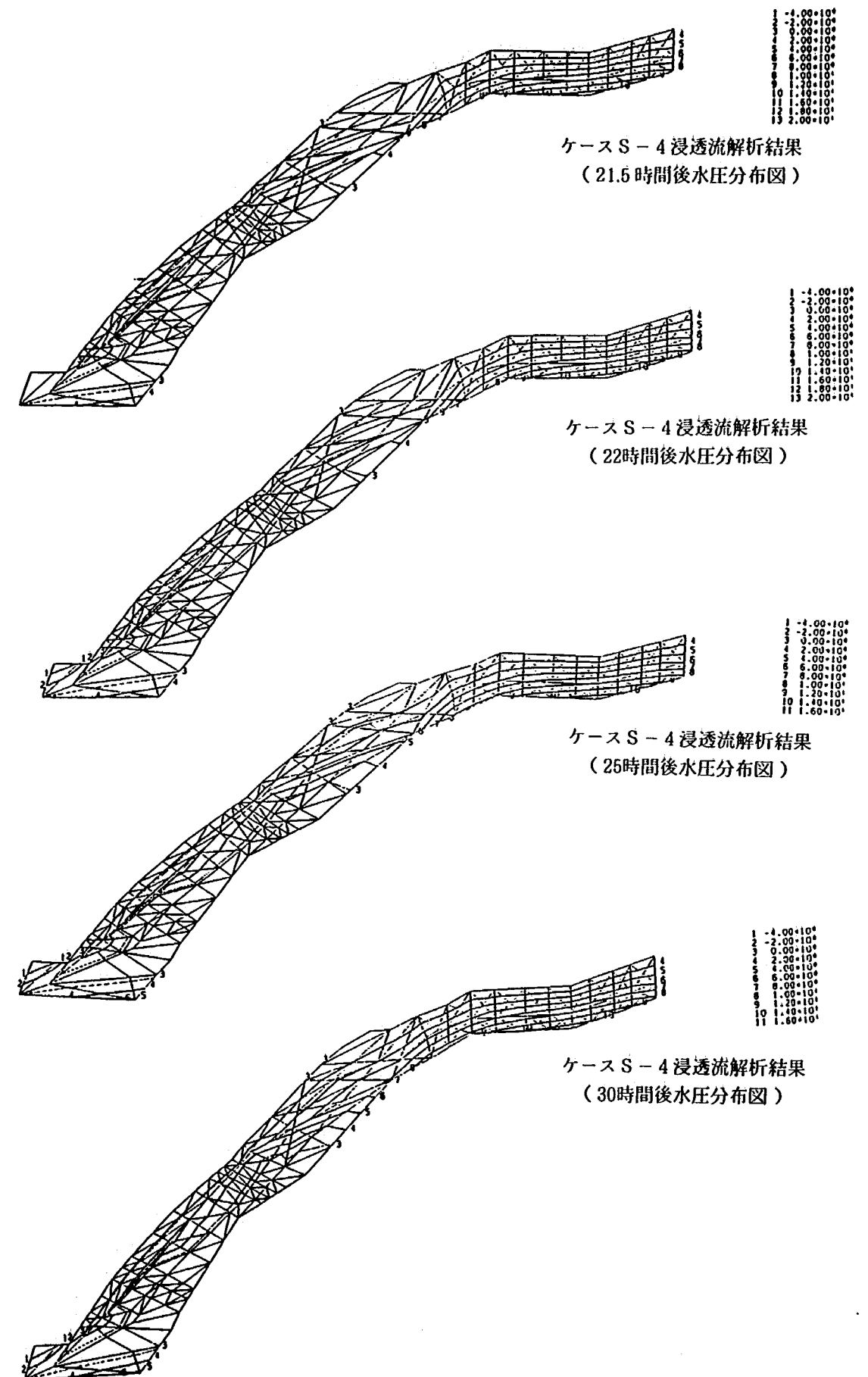
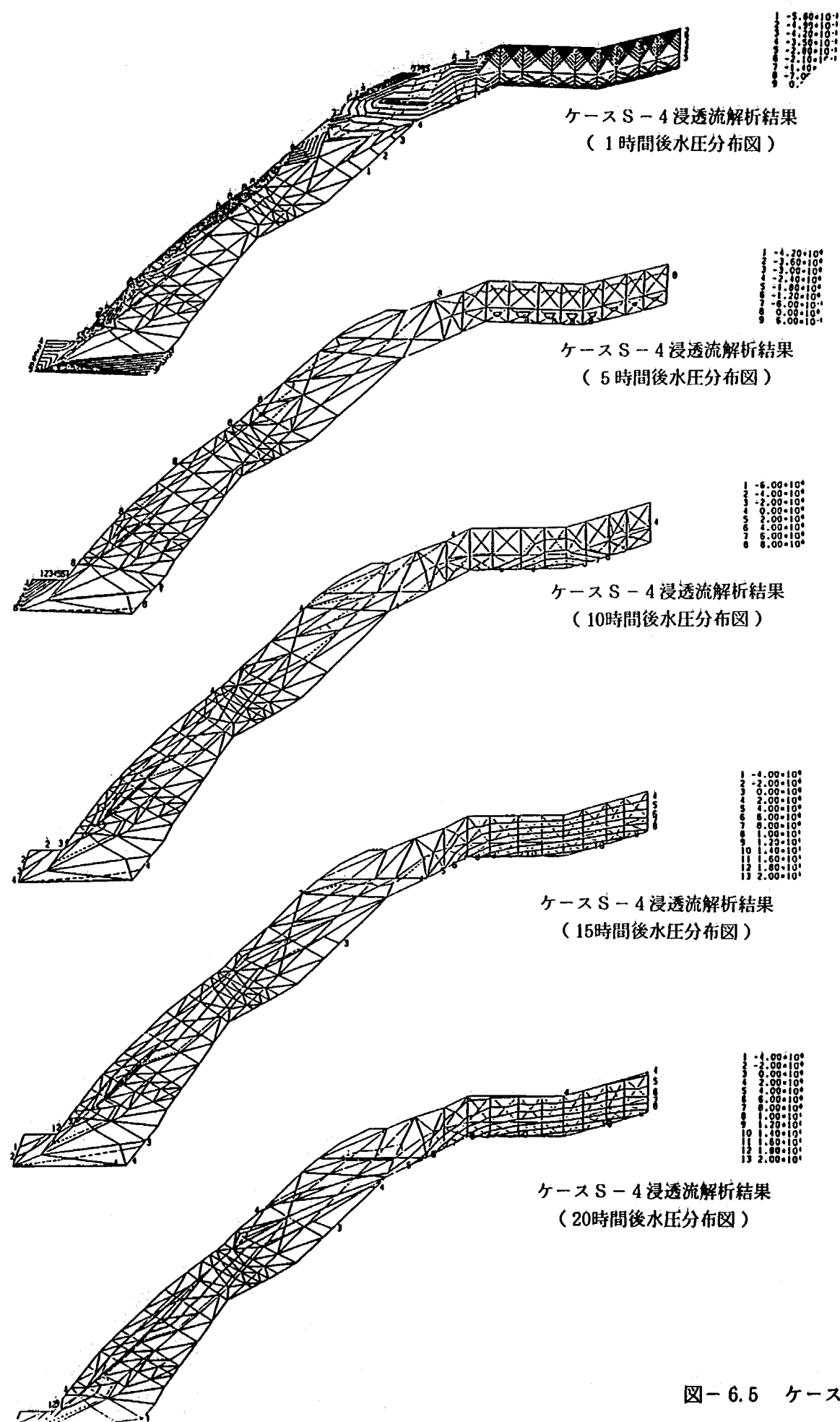


図-6.5 ケース4 浸透流解析結果水圧分布

- 2) 集中豪雨の直前（20時間）と直後（22時間）を比較しても水圧分布にほとんど差がない。
- 3) その後の降雨の流入と斜面上方からの雨水の流入により、中腹部の水圧が高くなり、かつ範囲も広がる。そして、30時間後に中腹部の水圧は最も高くなる。

今回の解析で用いた飽和・不飽和浸透流解析では、まさに図-6.6に示す土水分保持曲線を用いているために、当ケースの1)に記したように集中豪雨直前では、解析断面の地表面はほぼ全域飽和状態となっていた。

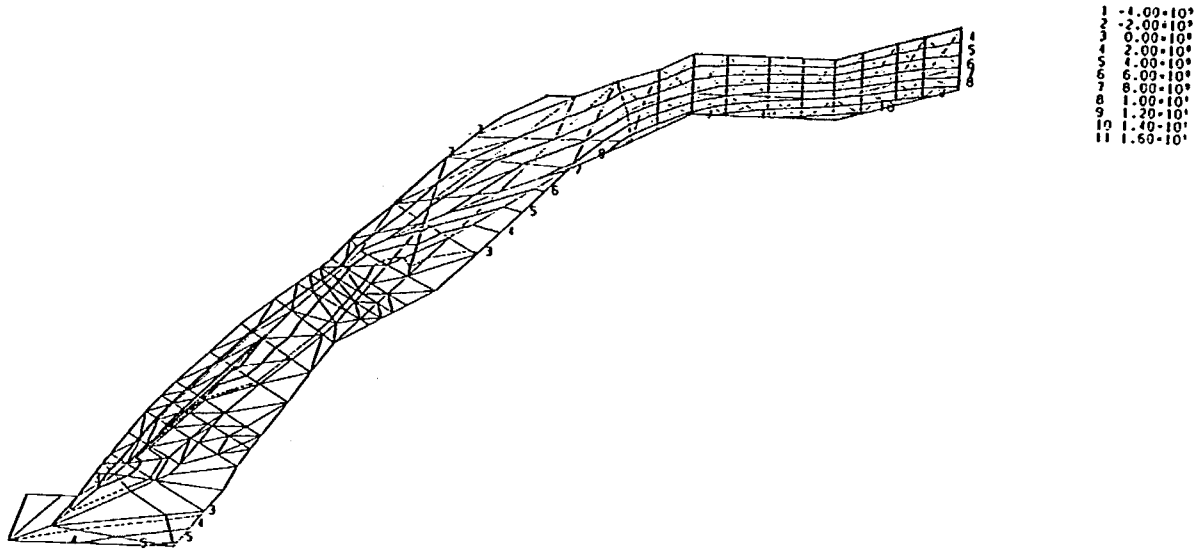


図-6.6 3.2mm/h一定の浸透流解析結果（30時間後の水圧分布図）

そのために、この集中豪雨による雨水は、全て斜面の地表を流下する形として数値計算処理したために、2)と3)の結果となった。

一方、現実の斜面においては、少なからず割れ目や破碎帯を内在していると考えられる。そして、割れ目は、飽和透水係数が極めて大きいものであることから、地表に降った雨水は、際限なくこの割れ目に入っていくことになる。すなわち、斜面内にパイプを通したのと同じことになっている。もし、この割れ目の先端が閉塞状態（透水係数の小さい土）に通じている時は、この割れ目に溜まった水が閉塞先端部の土に対して、非常に大きな過剰間隙水圧となって作用することになる。そして、こうして発生した過剰間隙水圧が大きくなると、有効応力が減少し、ついには斜面崩壊に至ると考えられている。ところが、こうした現実斜面に内在する割れ目等を数量的に把握することは、現状では極めて困難であり、その為今回の解析に於ける飽和・不飽和浸透流解析でも割れ目を考慮していない。

なお、チェックのために、当ケースと同じ降雨継続時間を30時間、降雨強度を3.2mm/h一定として解析して得られた、30時間後の斜面内の水圧分布を示した図-6.6と当ケースの30時間後の図-6.3を比較すると、両者はほとんど同じ結果となったのも、上記の原因を示唆している。

以上の解析結果および検討から、斜面内水圧の最も高くなる30時間後の水圧分布を斜面安定度解析に用いることとした。

6-1-5 ケースS-5の降雨による浸透流解析

総雨量200mm、継続時間40時間、sin曲線の降雨パターン（図-4.18）に対して飽和・不飽

1. 凡在本公司工作之员工，其工资之计算，均以实际出勤日数为准。如有缺勤、迟到、早退、请假等情况，其工资将按下列规定扣减：
 (1) 迟到：每迟到一次，扣发当月工资的百分之五。
 (2) 早退：每早退一次，扣发当月工资的百分之五。
 (3) 请假：病假、事假、婚假、丧假等，其工资按国家有关规定执行。
 (4) 旷工：无故旷工一天，扣发当月工资的百分之二十。
 (5) 其他：如有其他特殊情况，其工资扣减办法由人力资源部另行通知。

2. 凡在本公司工作之员工，其工资之发放，均以实际出勤日数为准。如有缺勤、迟到、早退、请假等情况，其工资将按下列规定扣减：
 (1) 迟到：每迟到一次，扣发当月工资的百分之五。
 (2) 早退：每早退一次，扣发当月工资的百分之五。
 (3) 请假：病假、事假、婚假、丧假等，其工资按国家有关规定执行。
 (4) 旷工：无故旷工一天，扣发当月工资的百分之二十。
 (5) 其他：如有其他特殊情况，其工资扣减办法由人力资源部另行通知。

3. 凡在本公司工作之员工，其工资之计算，均以实际出勤日数为准。如有缺勤、迟到、早退、请假等情况，其工资将按下列规定扣减：
 (1) 迟到：每迟到一次，扣发当月工资的百分之五。
 (2) 早退：每早退一次，扣发当月工资的百分之五。
 (3) 请假：病假、事假、婚假、丧假等，其工资按国家有关规定执行。
 (4) 旷工：无故旷工一天，扣发当月工资的百分之二十。
 (5) 其他：如有其他特殊情况，其工资扣减办法由人力资源部另行通知。

请领导审阅批准此通知(附原稿) 人力资源部 2011年11月3日

附件：附件1(2011-11-3) 附件2(2011-11-3) 附件3(2011-11-3)

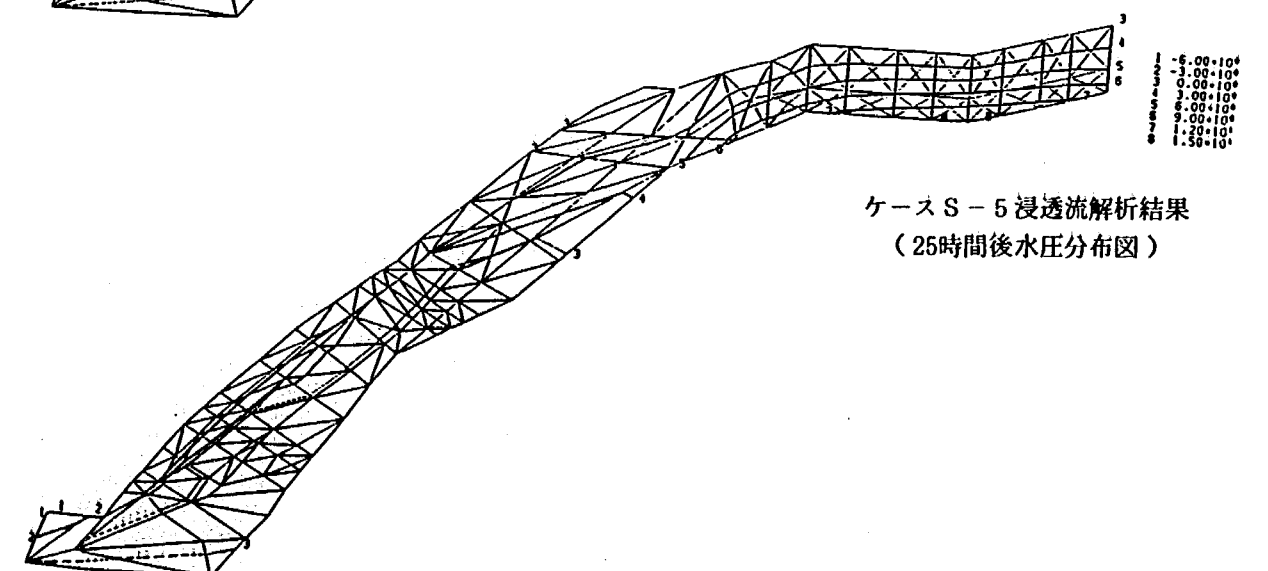
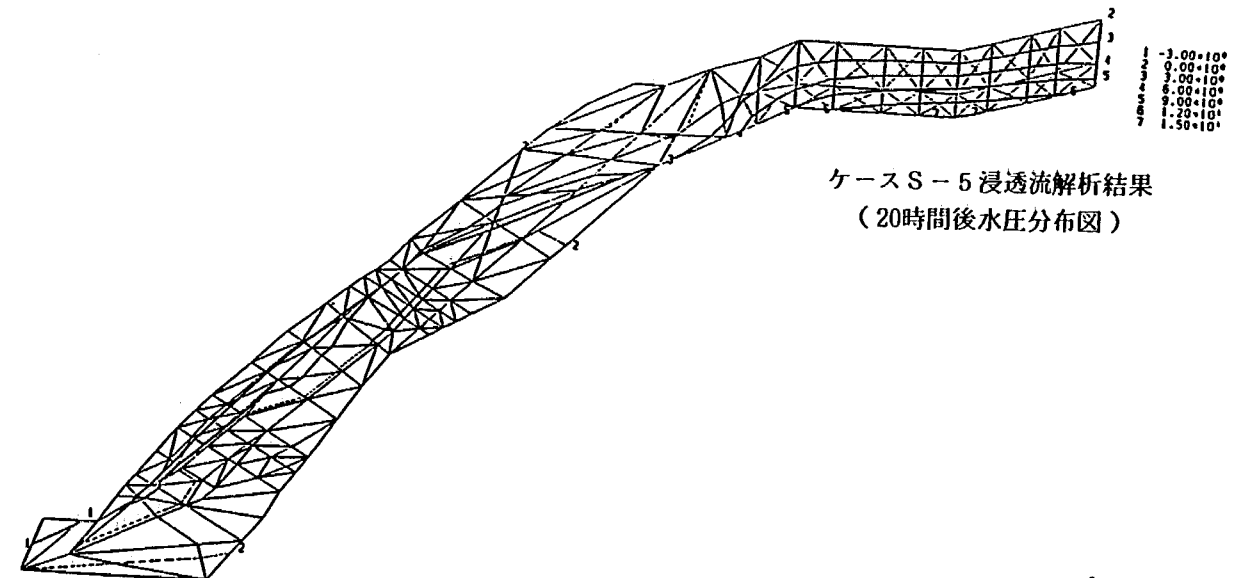
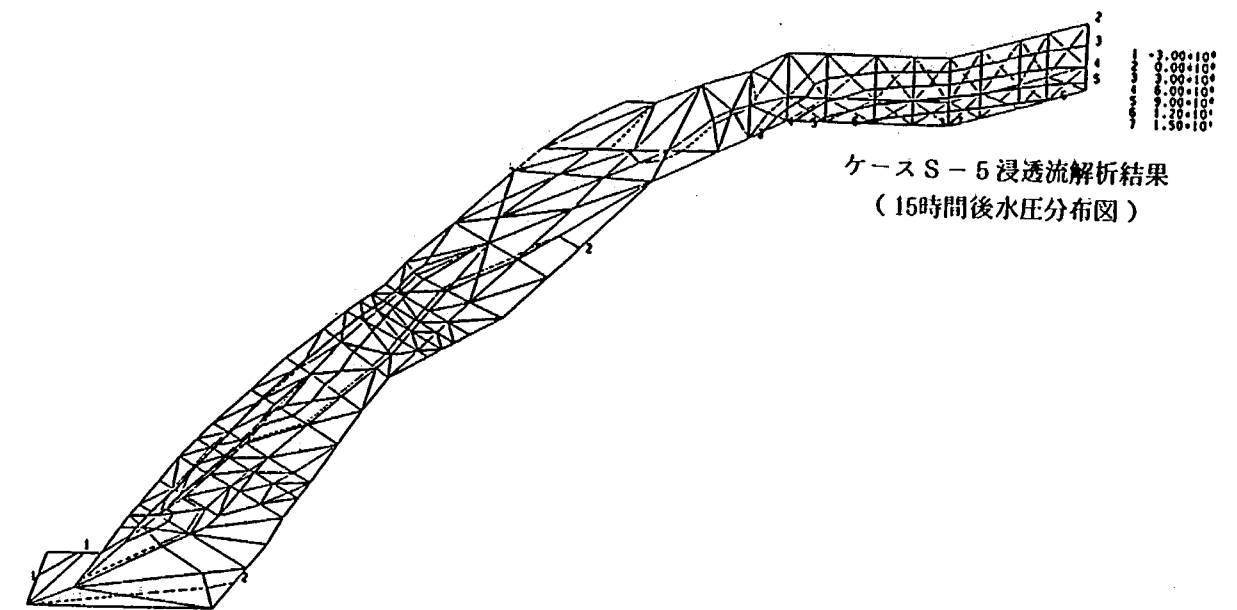
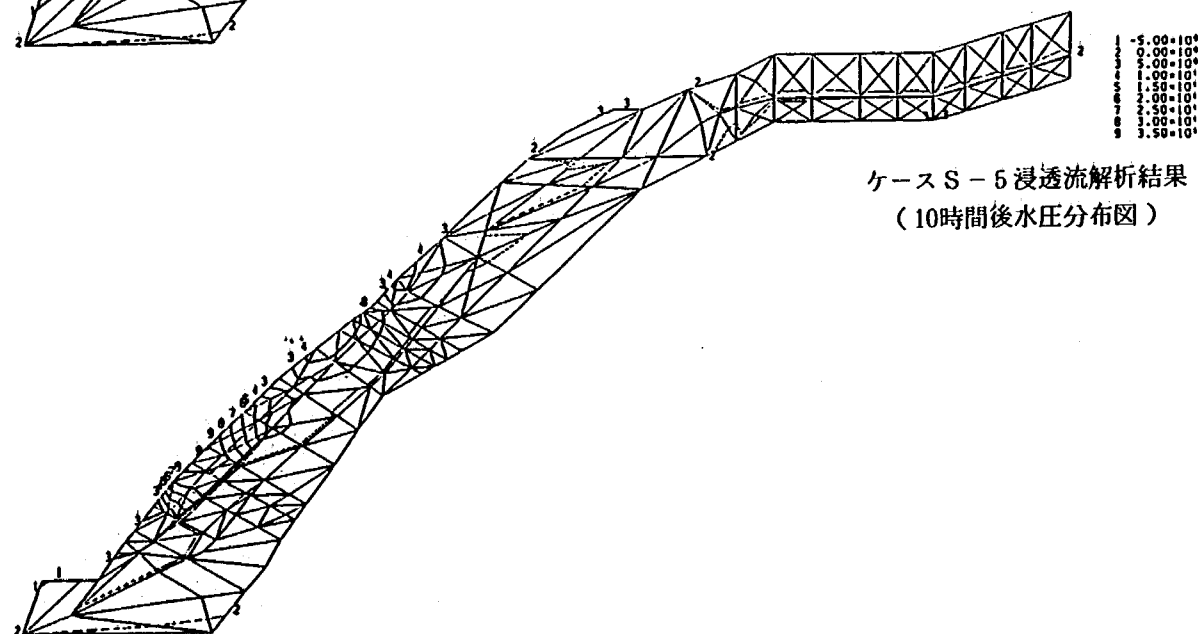
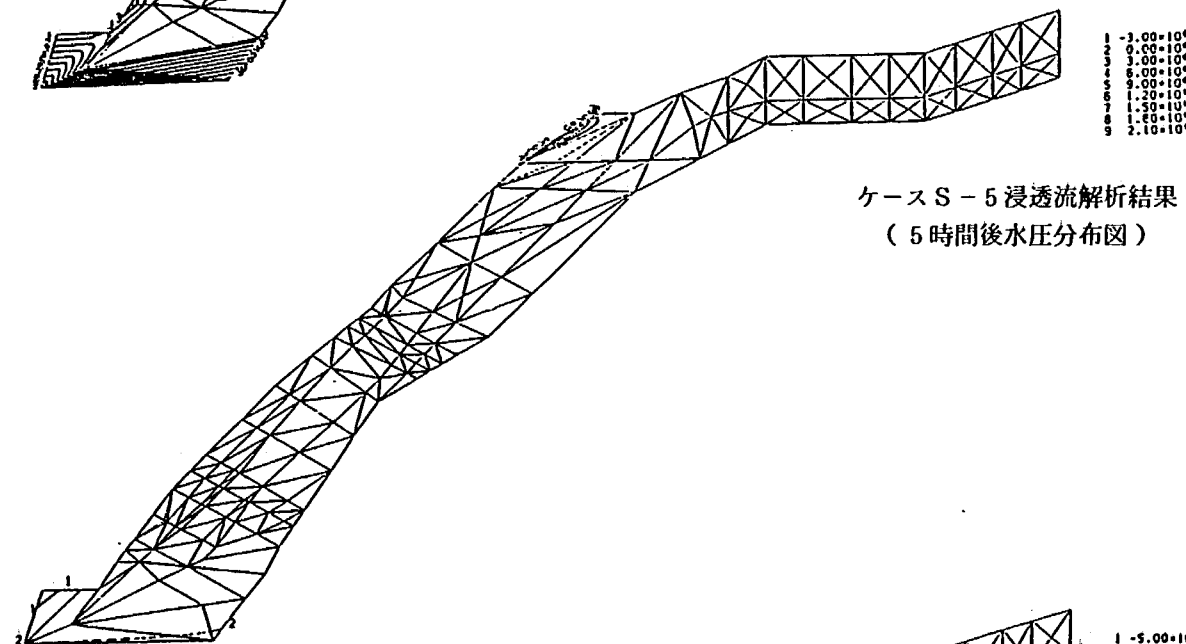
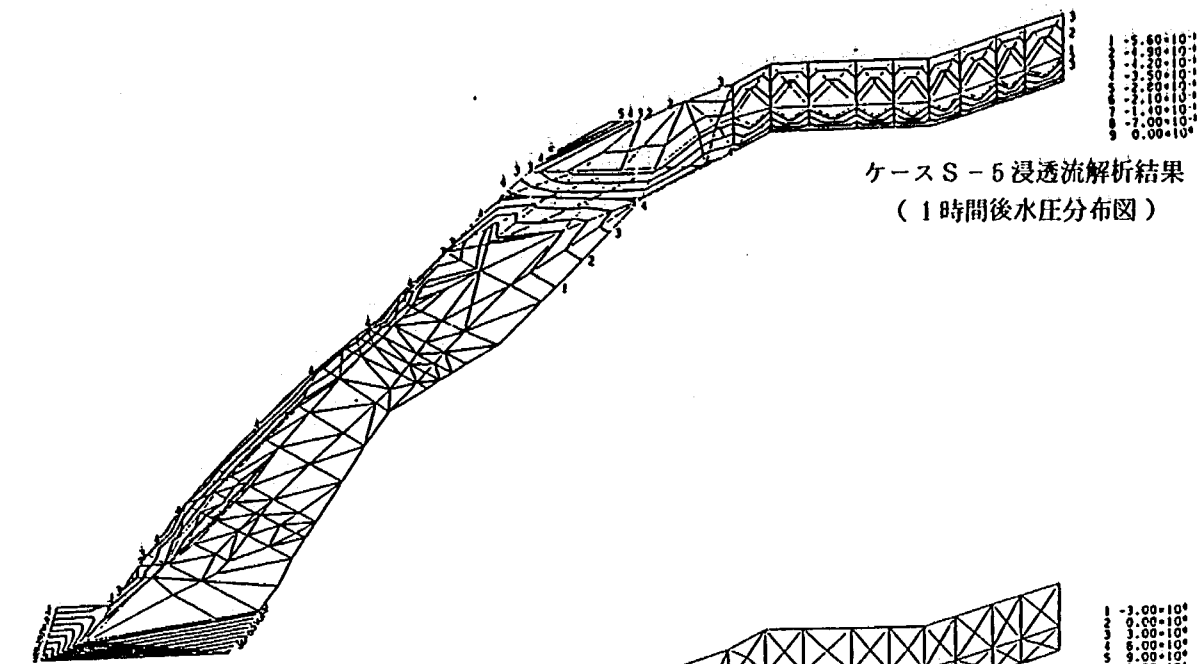
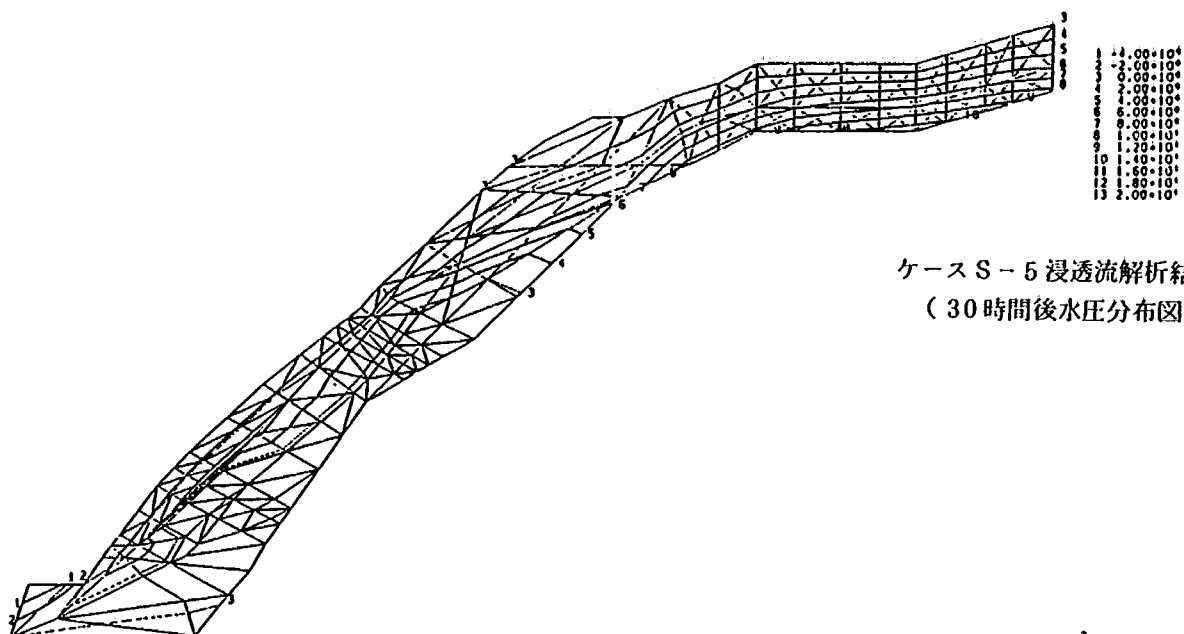
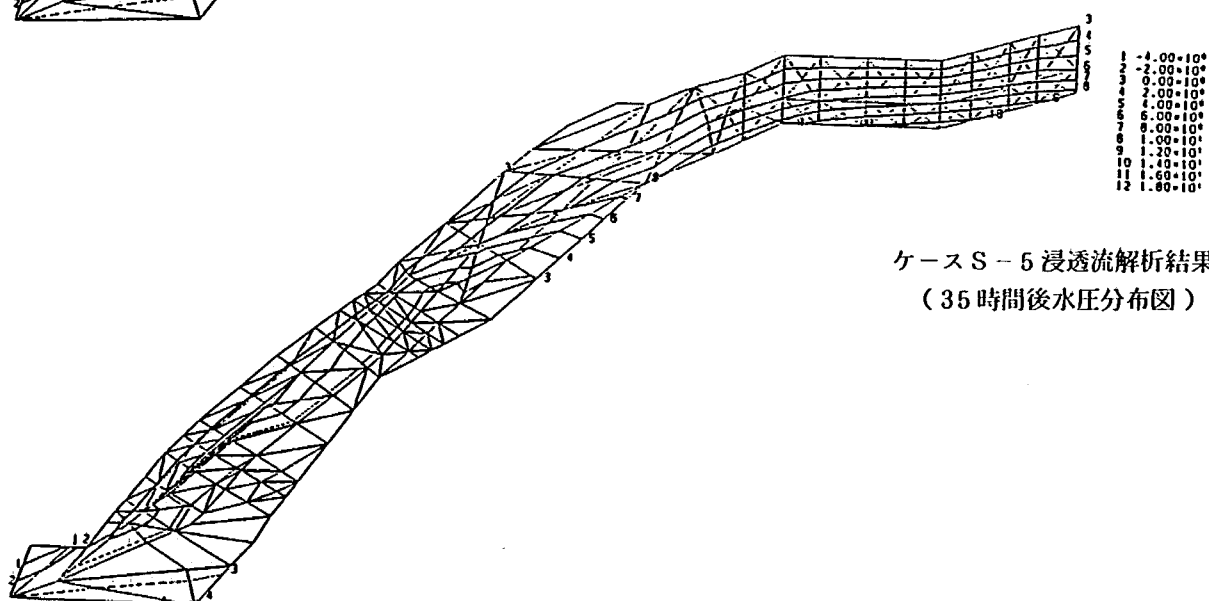


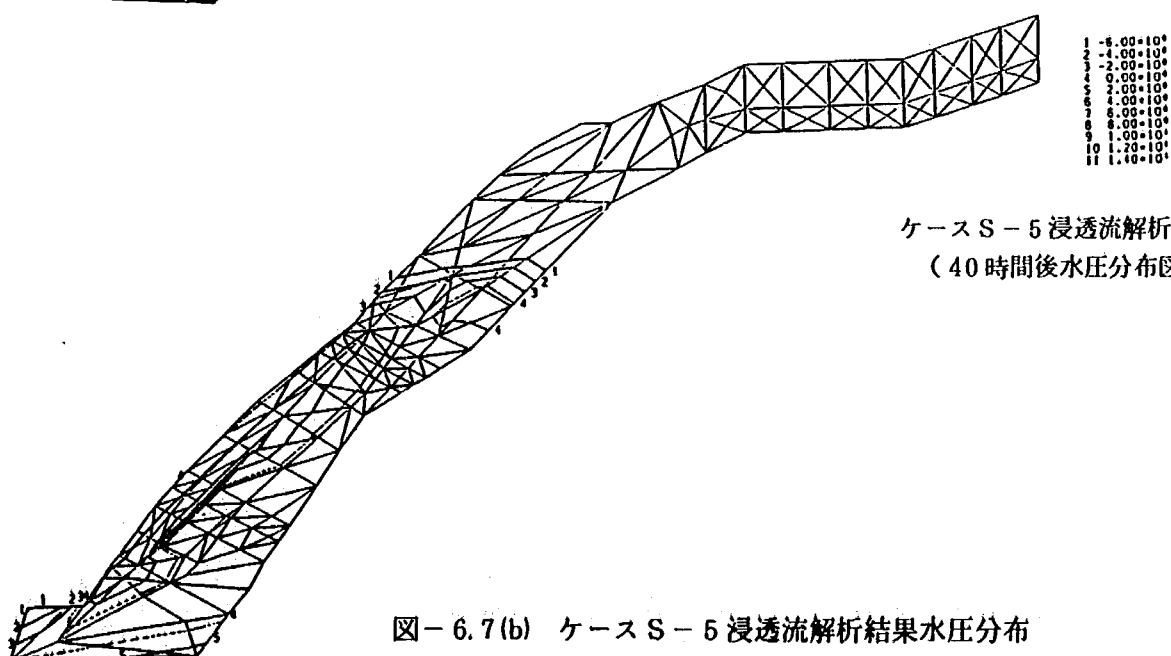
図-6.7(a) ケース 5 浸透流解析結果水圧分布



ケース S - 5 浸透流解析結果
(30 時間後水圧分布図)



ケース S - 5 浸透流解析結果
(35 時間後水圧分布図)



ケース S - 5 浸透流解析結果
(40 時間後水圧分布図)

図 - 6.7 (b) ケース S - 5 浸透流解析結果水圧分布

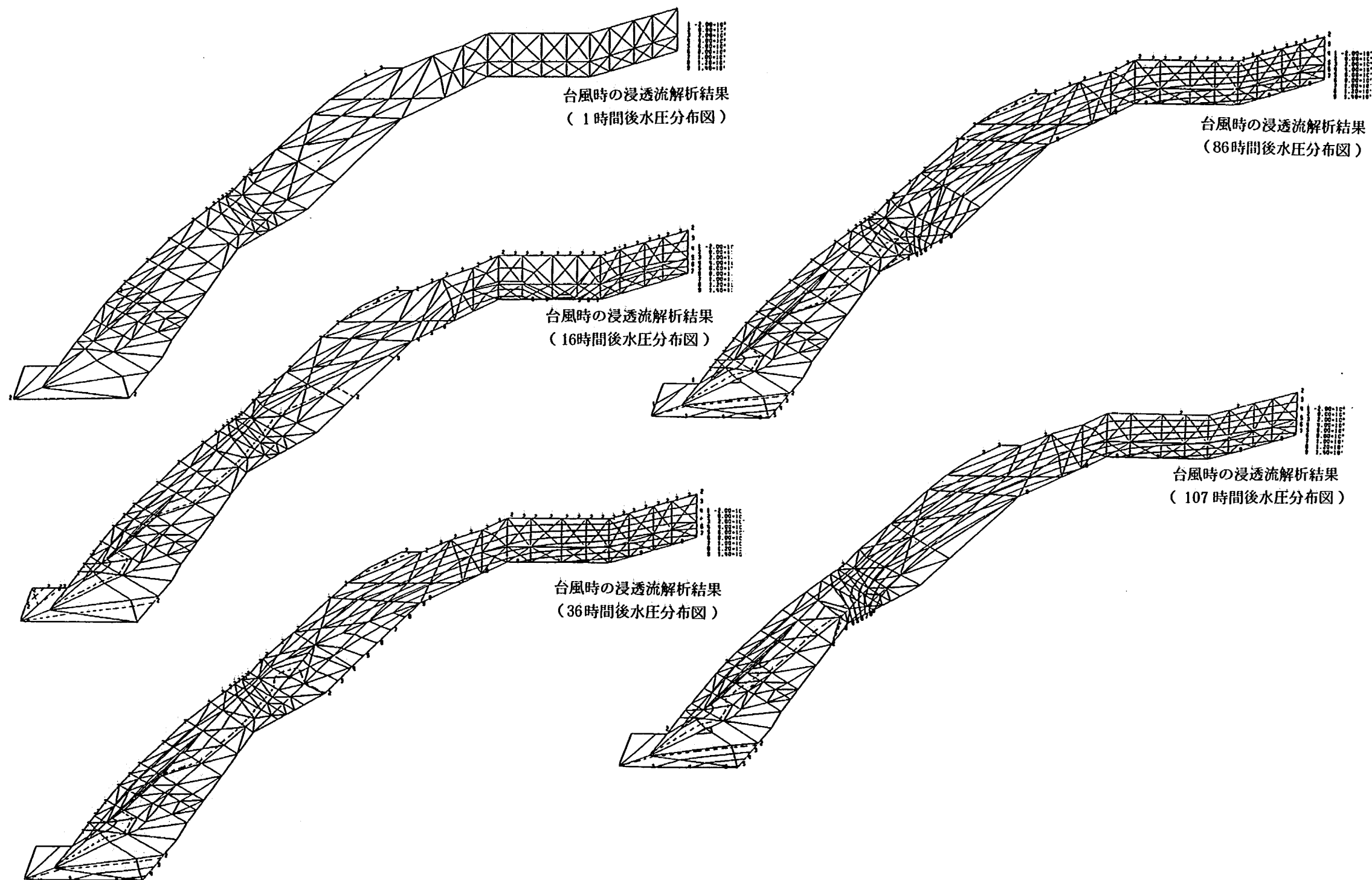


図-6.8 台風時の浸透流解析結果水圧分布図

和浸透解析を行った。

降雨開始後 1, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 時間後の圧力水頭 (= 水圧またはサクション圧) の分布を図-6.7 に示した。

ケース S-5 の降雨の場合の特徴としては、

- 1) 雨が最も激しく降っている 20 時間経過後では、中腹から下方の軟岩 I の土層が飽和域となるが、斜面上部では透水層 (玉石混り砂質土) があるため、不飽和域となっている所が見られる。
- 2) その後、時間の経過とともに雨の降り方は次第に収まっていくが、35 時間後までは飽和域がさらに広がり、その後の降雨の流入と斜面上方からの雨水の流入により、斜面中腹部の水圧が高くなる。
- 3) 40 時間後では降雨強度が小さいため、斜面内の雨水はほとんど流出し、斜面上方で広範囲に不飽和域が広がる。

この解析結果から、斜面内水圧が最も高くなる 35 時間後の水圧分布を斜面安定度解析に用いることにした。

6-1-6 台風時の浸透流解析

台風時の降雨パターン (図-4.20) を用いて飽和・不飽和浸透流解析を行った。

降雨開始後 1, 16, 36, 84, 107 時間後の浸透流の圧力水頭 (= 水圧またはサクション圧) の分布を図-6.8 に示した。

16 時間経過後 (累積雨量約 250mm) には、中腹の軟岩 II の層を除いてほぼ全域が飽和域となった。

その後の降雨の浸入と斜面上方からの雨水の流入により、中腹部の間隙水圧が高くなる、かつ範囲も拡大していく。

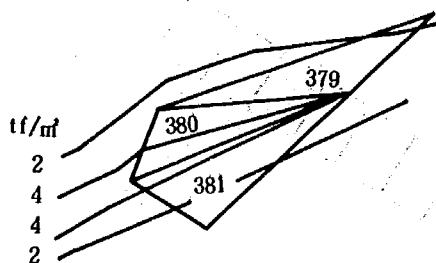
この解析結果から、斜内水圧が最も高くなる 84 時間後の水圧分布が、斜面安定上最も危険な水圧分布と考え、この水圧分布を斜面安定解析に用いることとした。

6-2 斜面崩壊解析への荷重の考え方

浸透流解析で求めた斜面内水圧分布を用いて RBSM により斜面内崩壊解析を行った。

今回の解析では、水圧分布により RBSM の剛体要素に加わる新たな力を次のようにして考慮した。

図-6.9 に示される水圧分布を例にとって考えれば、要素 (380) の 3 辺 i , j , m に加わって



(RBSM 要素番号 380 付近)

図-6.9 浸透流解析による水圧分布例

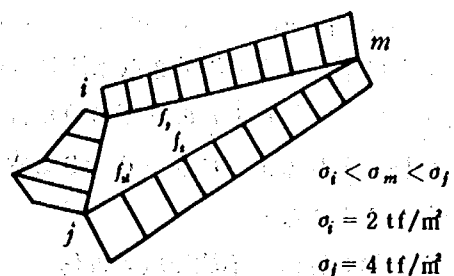


図-6.10 RBSM 要素番号 380

の辺上の水圧分布

る水圧分布は、図-6.10のように示される。そこで、RBSMにより自然地山状態における初期応力を求め、そこに、降雨時に加わる新たな力 $\{F\}$ を荷重として作用させることにより、地山が湿潤状態から飽和状態、さらに間隙水圧の上昇した状態に移行した状況を地山の単位体積の変化、あるいは生じているだろう浮力を包含した形として考慮できる。

また、図-6.10の水圧分布が等方圧力であれば、 $\{F\}=\{0\}$ 、 $(f_x, f_y, f_m=0)$ となる。また、静水圧分布であれば、 $f_x=0, f_y>0, f_m=0$ となり、浮力 f_y のみとなることがわかる。

ここで、浸透流解析とRBSMの解析ではその手法の違い、あるいは、目的の違いから既述したようにそれぞれに用いた要素分割が異なる。このため、図-6.10のようなRBSMに加わる降雨時の水圧分布をRBSM全要素について求めることは、実務上至難である。そこで、以下の手順によりこれを近似化した。

1) 第1近似 水圧の重ね合せ

要素に等方圧力が加わっても、結果として、要素に何ら力が加わらないことから、図-6.18の水圧分布 (σ) を図-6.11に示すように、等方成分 (σ_i) と差圧成分 $(\sigma - \sigma_i)$ の重ね合せと考えることができる。したがって、水圧分布 (σ) による新たな力 $\{F\}$ は差圧成分 $(\sigma - \sigma_i)$ による力 $\{F\}$ と等しい。

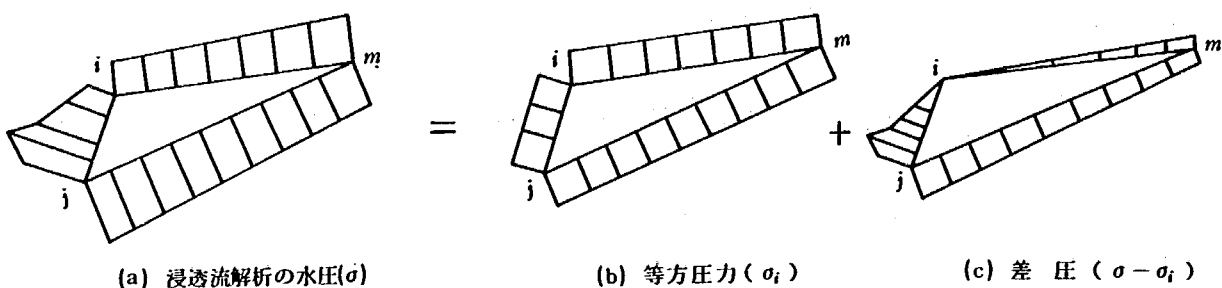


図-6.11 水圧の重ね合わせ (第1近似)

2) 第2近似 差圧の平均化

図-6.11において、(c)の差圧分布から、j, m辺の水圧により要素は左上方に押し上げる力が加わり、他の2辺の水圧により左下方に押し下げる力が加わると予想される。そして、この斜面にとって、最も危険と思われる力は、j, m辺から押し上げる力であると考えられる。そこで、この力を重視して、他の2辺の水圧を無視し、さらに、 σ_j がほぼ 2 tf/m^2 、 σ_m がほぼ 4 tf/m^2 であることから、その差 $\sigma_j - \sigma_i = 2 \text{ tf/m}^2$ として、図-6.12のようにj, m辺に等分布な水圧に近似する。

したがって、図-6.18の水圧の重ね合せを、安全側の検討となるように図-6.13の水圧分布を近似したことになる。

3) 第3近似 不飽和域の近傍

上記1), 2)においては、浸透流解析によりある大きさ (2 tf/m^2 以上)の水圧が生じる地山に関

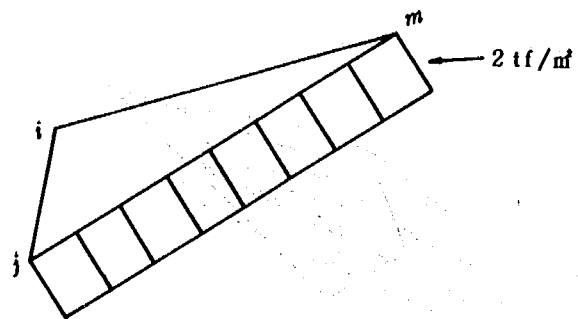


図-6.12 差圧 $(\sigma - \sigma_i)$ の平均化 (第2近似)

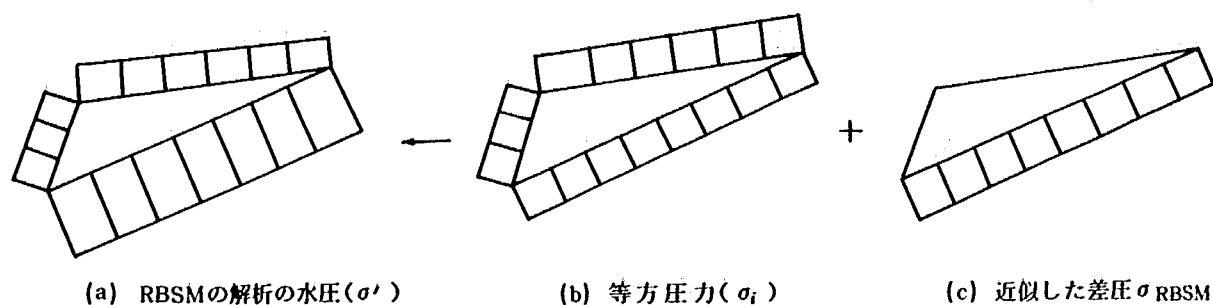


図-6.13 RBSMの解析に用いた水圧の重ね合わせ

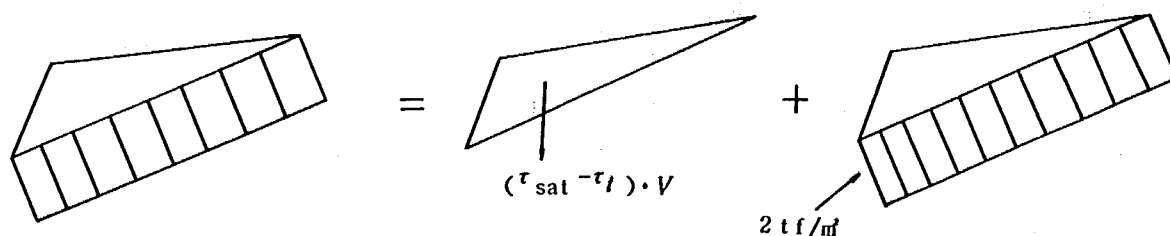


図-6.14 不飽和域に接する要素の水圧の近似

するものである。これに対して、水圧が小さい領域でも、やはり、上記の近似化が適用できる。しかしながら、この領域は不飽和域と接している所でもある。このため、ほぼ飽和しているが、要素内の一部ではまだ不飽和となっている所もあると考える。図-6.1の25時間後水圧分布においても、同一要素内に飽和域と不飽和域が混在しているものが見られる。このような要素は、あたかも、スポンジが水を吸収して、内に水を一杯含んでいるが、スポンジの外には水が漏れない状況と考える。そこで、このような水圧の小さい要素においては、図-6.14に示すように、地山の単位体積重量が湿潤重量 τ_t から飽和重量 τ_{sat} に増加したことによる力の増分および水圧線 2 tf/m^2 との差圧による力が新たに加わると考える。

以上の考え方から、図-6.9の水圧分布を次のように換算した。すなわち、要素(380)では、jm辺上に左上方へ差圧 2 tf/m^2 を加え要素(381)では、 $(\tau_{sat} - \tau_t) \times V_{381}$ で計算される自重増加分とさらに、jm辺上に左下方へ差圧 4 tf/m^2 を加えることとした。

浸透流解析結果に得られた斜面内水圧分布を、このように換算することによりRBSMによる斜面安定度解析を行った。

6-3 斜面安定度解析

斜面安定度解析を行うことにより、変位図すべり線図および局所安全率分布図等を得る。

変位図は、図中の実線が元の位置を、破線が変形後の位置をそれぞれ示している。

すべり線図は、RBSM解析における最大の特徴であり、図中の太い実線で示された箇所において地山が塑性降伏していることを表し、現象としては地山内にすべり線が生じたことを示している。

局所安全率図は、各要素辺上の応力(σ_n, τ_s)から、平面要素ではモール・クーロン則を使った(6-1)式で定義した局所安全率 Fs' (小数点以下2桁四捨五入)の分布を示したものである。

$$Fs' = \tau_{max} / |\tau_s| \quad (6-1)$$

ここに、 $\tau_{\max} = c - \sigma_n \cdot \tan \phi$ (応力はすべて引張を正としている) である。

なお、アンカー要素における F_s' は、プログラムにおいて (6-2) 式で表す降伏関数の値としている。

$$F_s' = (N/N_y)^2 + (Q/Q_y)^2 + (M/M_y)^2 \quad (6-2)$$

ここに、

N = アンカー軸力

N_y = アンカーの引張強度 ($= 1.89 \times 10^5$)

Q = アンカーせん断力

Q_y = アンカーのせん断強度 ($= 8.0 \times 10^3$)

M = アンカーの曲げモーメント

M_y = アンカーの塑性曲げモーメント ($= 1.0 \times 10^9$: 曲げ破壊なしとするため)

である。そして、 $N = 100$ (ton) 以下では $F_s' \leq 0.01$ となる。したがって、アンカー要素を含んだ解析には、アンカー要素の近傍に F_s' が 0.01 のコンターが現れることになる。

6-3-1 ケース R-1 (初期応力状態)

地山の初期応力は、地山が地質時代に受けた履歴の影響を受けており、現実には大変複雑であることが多い。この為、原位置試験によりこれを求めることが、最も精度が良いと考えられる。しかし、今回の解析斜面においては、このような原位置試験が行われていなかった。そこで、地山に対応した要素自重を荷重条件として、RBSMを用いて応力変形解析を行った。すなわち、ここでは、アンカー工、法枠工を含まない状況で、自然地山の応力状態を求めた。

解析結果を図-6.15～に示す。図-6.15(a)で示された変位は、地質時代に生じたものに該当し、現時点で今後生じる変位ではない。

したがって、今後の解析結果には、まったく影響するものではない。

図-6.15(b)に、すべり線図を示した。図中、太い実線で示された箇所において地山が塑性降伏していることを表し、現象としては地山内にすべり線が生じていたことを示している。

図-6.15(c)は、局所安全率を示している。この図によれば、 $F_s' \leq 1.0$ の所は、軟岩Ⅰと硬岩の境界付近および軟岩Ⅰと軟岩Ⅱの境界から玉石混り層に見られる。

以上より、今回の解析斜面は、台風以前に潜在的なすべり面が生じている所があり、不安定な状況になっていたと考えられる。

6-3-2 防災工事以前の斜面安定度解析

イ. ケース R-2 (一般的降雨時)

総降雨量 150mm, 継続時間 20時間, sin 曲線のケースについて検討した。

解析結果を図-6.16に示す。斜面内に発生するすべり線を降雨前の状態 (図-6.18(b)) と降雨後の状態 (図-6.16(b)) を比べると、水圧の高い位置で新たなすべりが生じていることがわかる。また、図-6.16(c)において、局所安全率 F_s' が 1.1 以下の所を見ると、軟岩Ⅰと硬岩または、軟岩の境界で法尻付近から斜面上方まで一本に連なり、今回の解析斜面は防災工事を実施しなければ、総降雨量 150mm の降雨時には、危険な状況に致ることが考えられる。

ロ. ケース R-3 (台風時)

昭和51年度の台風17号に伴う豪雨時の検討である。

解析結果を図-6.17に示す。図-6.17(a)は変位図であるが、上方の斜面がせり出してくる様子が示されている。図-6.17(b)は、すべり線を示す。図中の矢印の位置が実際に現出した地表クラックの位置を示している。この地点にすべりが生じることが解析によって得られた。そして、解析結果によると、この地点から延びるすべり線が、斜面の法尻まではほぼ連続していることがわかった。

6-3-3 防災工事終了後の斜面安定度解析

今回の解析斜面において、昭和51年の台風17号に伴う豪雨により、斜面頭部にクラックが生じた。このことは、6-3-2回でも明らかとなった。そこで、この斜面の崩壊を防止するために、既に抑止アンカー工と法枠アンカー工等の防災工事が実施された。ここでは、現況の防災工事の補強効果について解析した。

解析において、抑止アンカー工の定着荷重は、55t(昭和53年東乙原防災工事写真より)、また法枠アンカーの定着荷重については、42t(昭和58年度東乙原地すべり観測調査報告書より)として解析を行った。

イ) ケース R-4 (ケース S-1 降雨パターン)

ケース S-3 の降雨パターンは、総雨量120mm、継続時間25時間、sin 曲線の降雨であった。解析結果を図-6.18に示す。図-6.18(b)のすべり線によると

- 1) 法枠工設置部分では、すべり線が生じていない。
- 2) 法枠工と抑止アンカー工の間に、連続したすべり線が生じるが、地表面には達していない。
- 3) 抑止アンカー工の直上の斜面内において、軟岩Ⅰと硬岩の境界線に沿って、すべり線が生じるが上方まで伸びるものではない。
- 4) 抑止アンカー工の直上の地表の変位は大きくなるが、それより上方の地表の変位はほとんど変化がない。

ことがわかる。

なお、図-6.18(c)でアンカー設置箇所およびアンカーの定着部で $F_s' = 1.0$ のコンターがあるのは、アンカー材に(6-2)式を用いたためであり、これらの箇所の $F_s' = 1.0$ のコンターは無視して差し支えない。

ロ) ケース R-5 (ケース S-2 降雨パターン)

ケース S-2 の降雨パターンは、総雨量150mm、継続時間20時間、sin 曲線の降雨であった。解析結果を図-6.19に示す。図-6.19(a)は変位を示しており、ほとんど変形しないことがわかる。図-6.19(b)は、すべり線を示している。すべり線によると

- 1) 法枠工設置部分では、すべり線は生じない。
 - 2) 法枠工と抑止アンカー工との間に連続したすべり線は生じるが、地表面には達していない。
 - 3) 抑止アンカー工直上の斜面内において軟岩Ⅰと硬岩の境界線に沿って、すべり線が生じるが、上方まで延びるものはない。
 - 4) 抑止アンカー工直上の変位は大きくなるが、それより上方の地表変位はほとんどかわらない。
- ことがわかる。

ハ) ケース R-6 (ケース S-3 降雨パターン)

ケース S-3 の降雨パターンは、総雨量 150mm、継続時間 30 時間、5mm/h 一定の降雨であった。

解析結果を図-6.20 に示す。図-6.20(b)のすべり線によると

- 1) 法枠工設置部分では、すべり線が生じていない。
- 2) 法枠工と抑止アンカー工の間に、連続したすべり線が生じるが、地表面には達していない。
- 3) 抑止アンカー工の直上の斜面内において、軟岩 I と硬岩の境界線に沿って、すべり線が生じるが上方まで伸びるものではない。
- 4) 斜面法肩部の地表の変位は大きくなるが、それより下方の地表の変位はほとんど変化がない。

ことがわかる。

ニ) ケース R-7 (ケース S-4 降雨パターン)

ケース S-4 の降雨パターンは、総雨量 150mm、継続時間 30 時間、3.2mm/h 一定で 20 時間～22 時間の間に 60mm/2h の集中豪雨を伴う降雨であった。

解析結果を図-6.21 に示す。図-6.21(b)のすべり線によると

- 1) 法枠工設置部分では、すべり線が生じていない。
- 2) 法枠工と抑止アンカー工の間に、連続したすべり線が生じるが、地表面には達していない。しかし、地表面に向かったすべり線がわずかに存在する。
- 3) 抑止アンカー工の直上の斜面内において、軟岩 I と硬岩の境界線に沿って、すべり線が生じるが上方まで伸びるものではない。
- 4) 斜面法肩部の地表の変位は少し大きくなるが、それより下方の地表の変位はほとんど変化がない。

ことがわかる。

ホ) ケース R-8 (ケース S-5 降雨パターン)

ケース S-5 の降雨パターンは、総雨量 200mm、継続時間 40 時間、sin 曲線の降雨であった。

解析結果を図-6.22 に示す。図-6.22(b)のすべり線によると

- 1) 法枠工設置部分では、すべり線が生じていない。
- 2) 法枠工と抑止アンカー工の間に、連続したすべり線が生じるが、地表面には達していない。しかしながら、図中の○印で示した個所では、弾塑性解析の収束反復計算過程において、弾性→塑性→弾性の繰り返し状態が発生していた。このため、破線で示したようなすべり線が生じる可能性がある。
- 3) 抑止アンカー工の上方の斜面内において、軟岩 I と硬岩の境界線に沿ってすべり線が生じるが上方まで伸びるものではない。
- 4) 斜面法肩部の地表の変位は少し大きくなるが、それより下方の地表の変位はほとんど変化がない。

ことがわかる。

ヘ) ケース R-9 (ケース S-6 降雨パターン)

想定する異常降雨は、昭和 51 年の台風 17 号 (累積雨量 1070mm、継続時間 107 hr) の降雨とした。

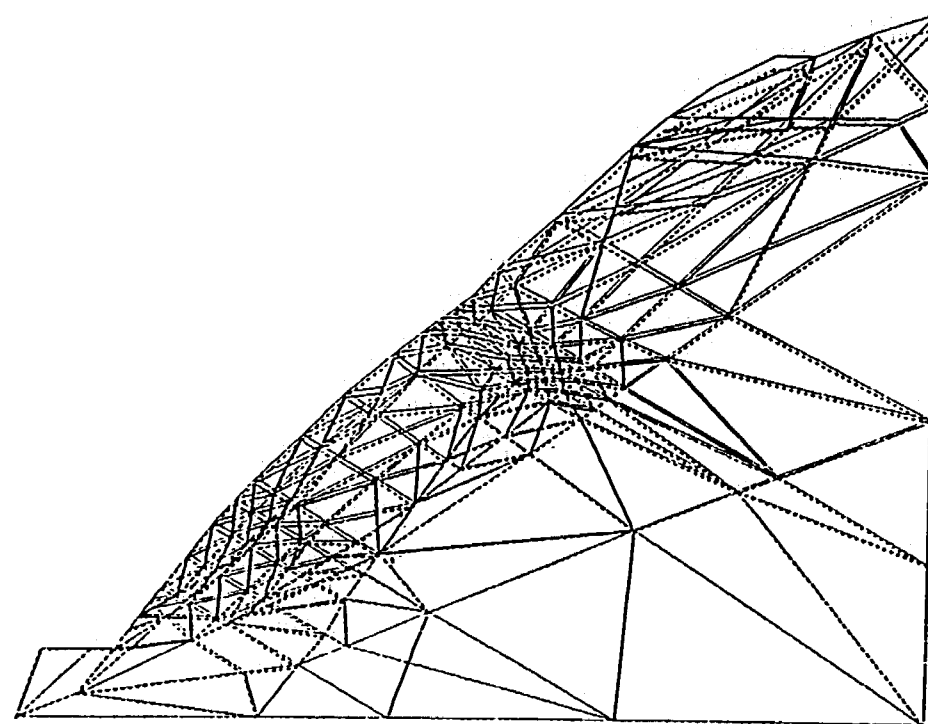
解析結果を図－6.2 3に示す。図－6.2 3(a)は変位を示している。異常降雨により、抑止アンカーより上方の斜面がせり出してくることがわかる。

図－6.2 3(b)は、すべり線を示しており、これによると

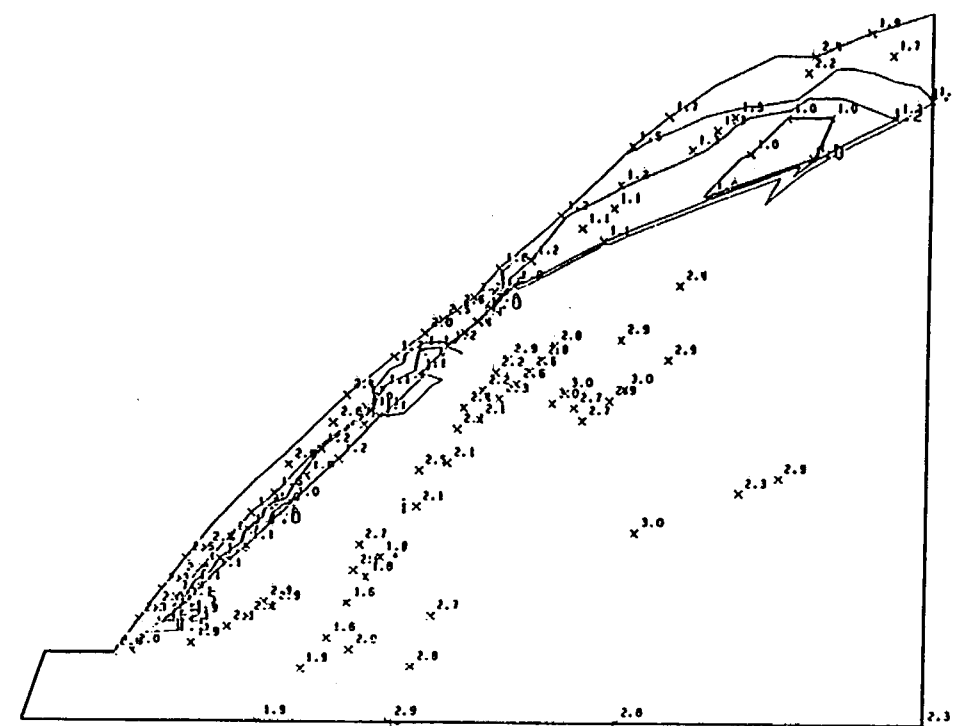
- 1) 法枠設置部分ではすべり線は生じない。
- 2) 抑止アンカー工の上方の斜面内において、軟岩Ⅰと硬岩および軟岩Ⅰと軟岩Ⅱの境界線に沿って、連続したすべり線が生じる。
- 3) 法枠工と抑止アンカー工の間にも、すべり線が生じる。

ことがわかった。

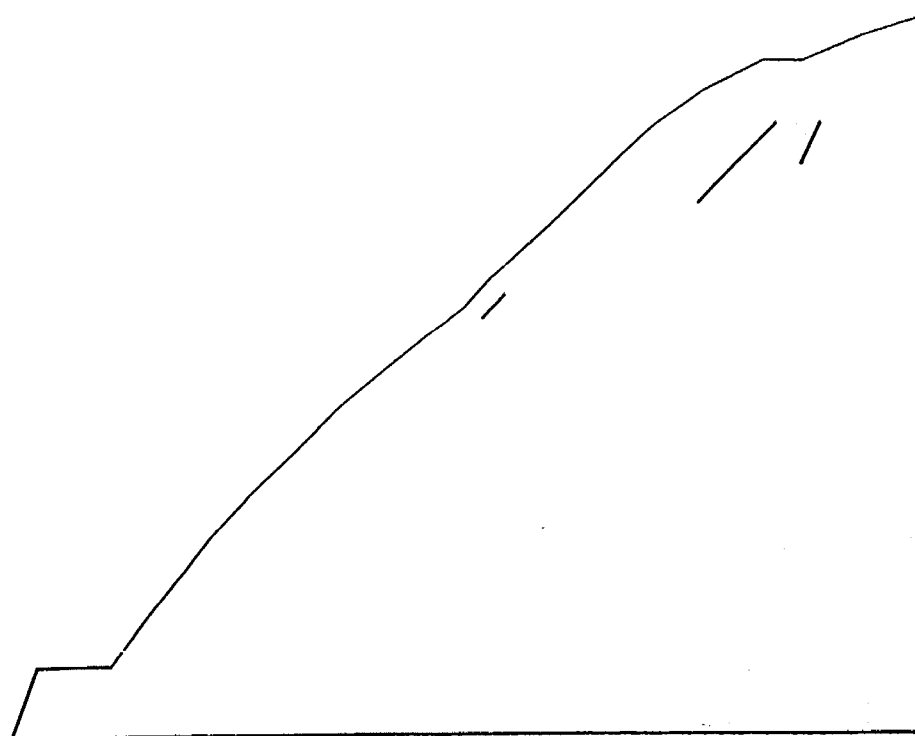
なお、ここでの解析に用いた水圧分布には、抑止アンカー工の上部斜面内に、既に設置されている水抜きボーリング工の効果を考慮していないので、解析結果は安全側の検討結果であると考えられる。



(a) 変位図

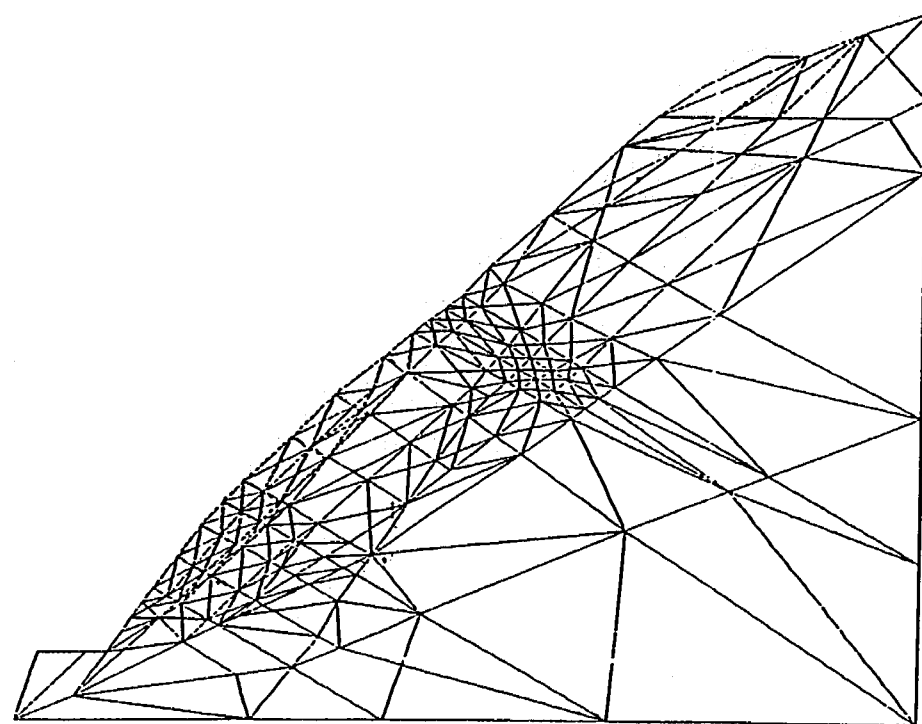


(c) 安全率分布図

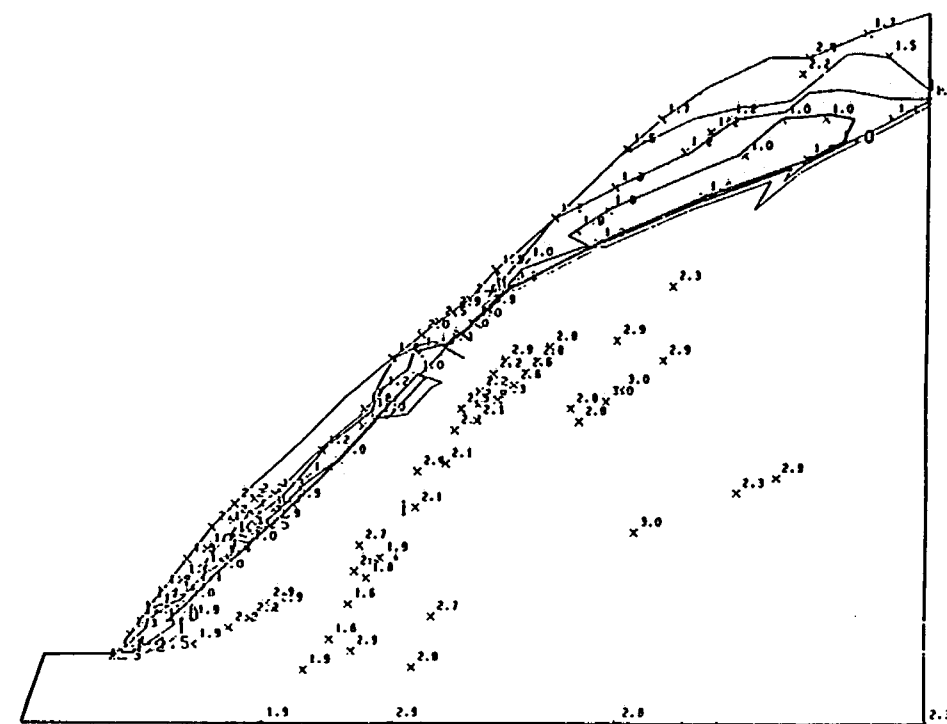


(b) すべり線図

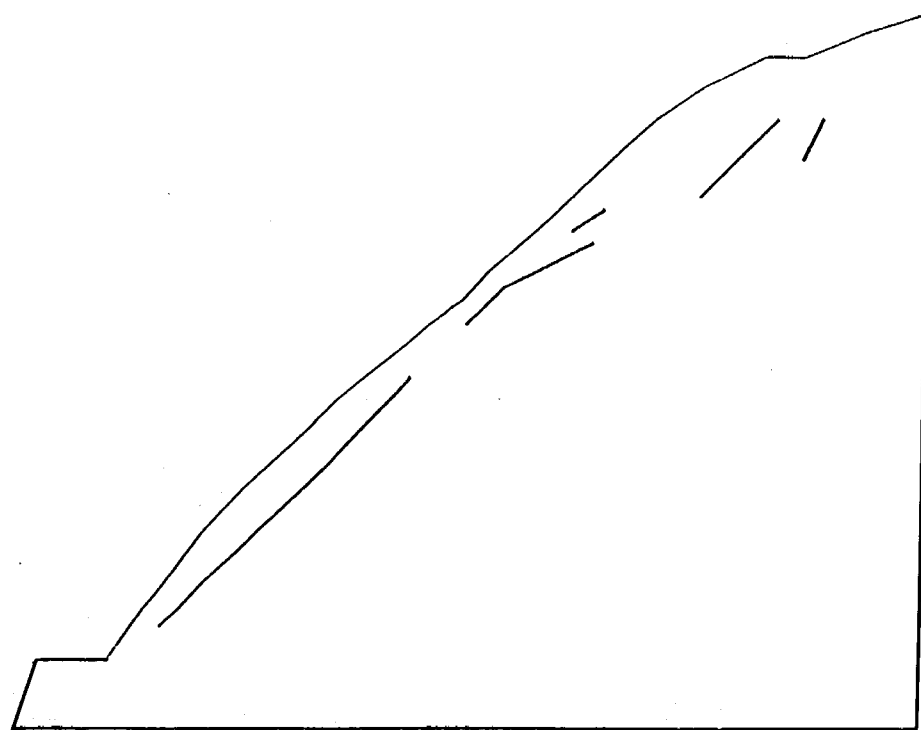
図-6.15 ケースR-1 (初期応力状態) 斜面安定度解析結果



(a) 変位図

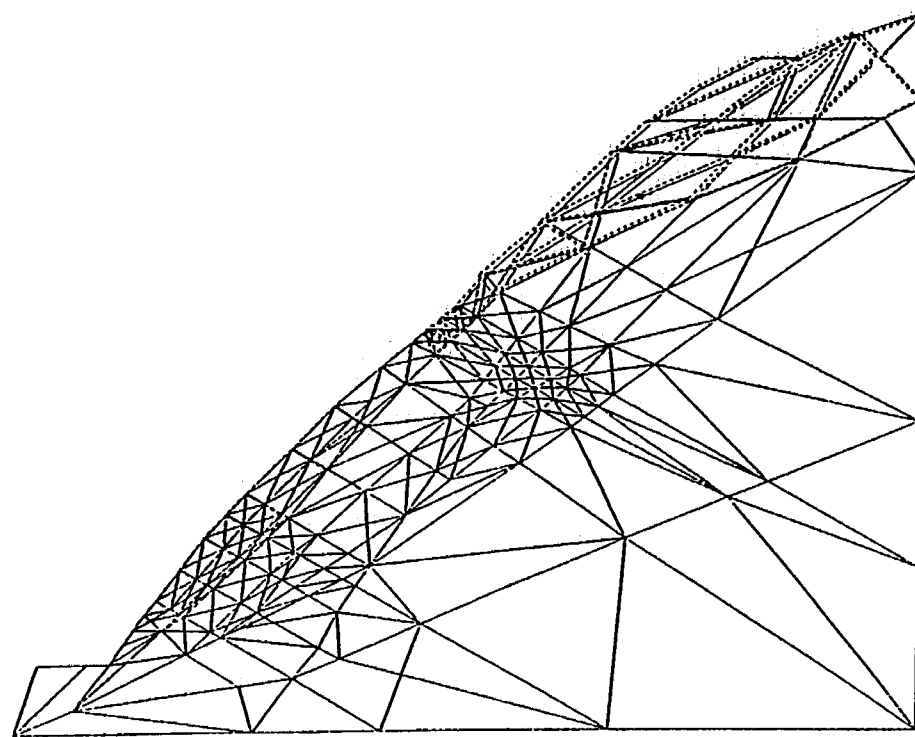


(c) 安全率分布図

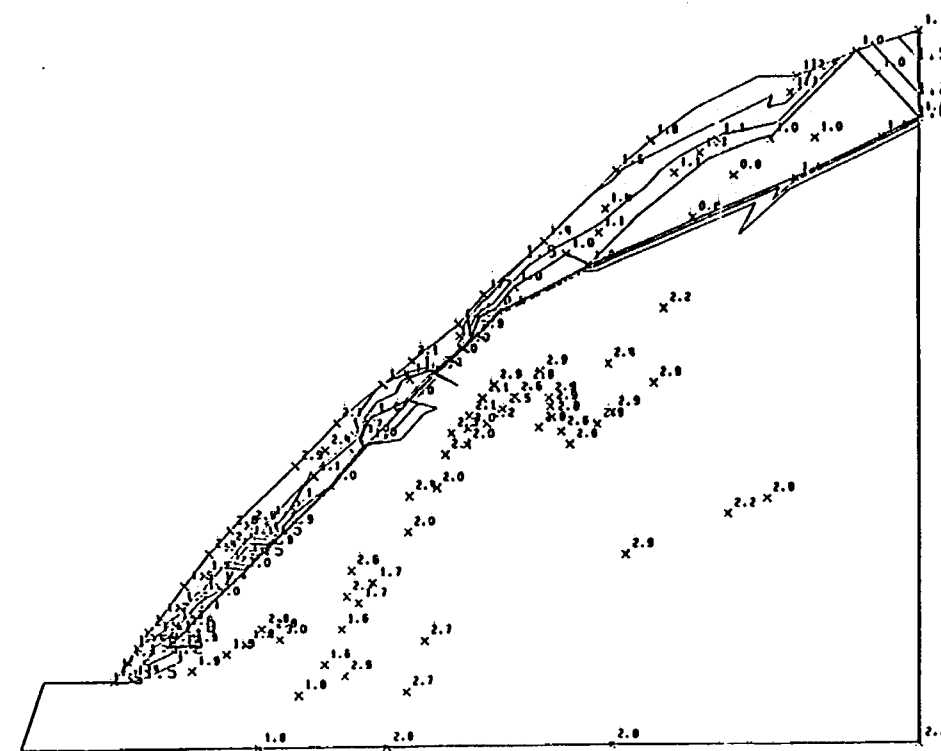


(b) すべり線図

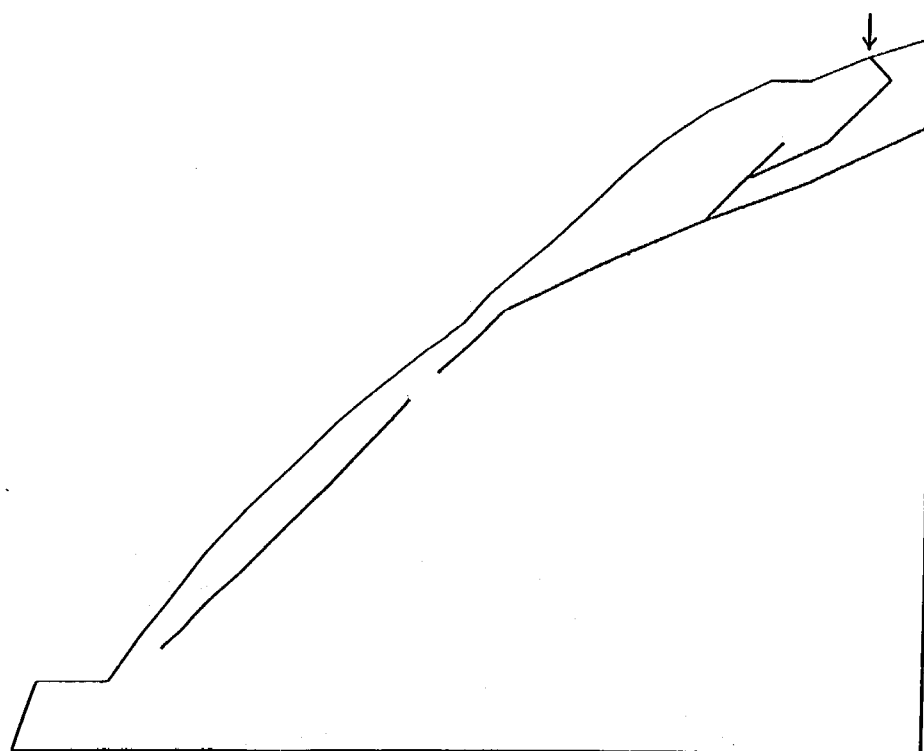
図-6.16 ケースR-2解析結果



(a) 変位図

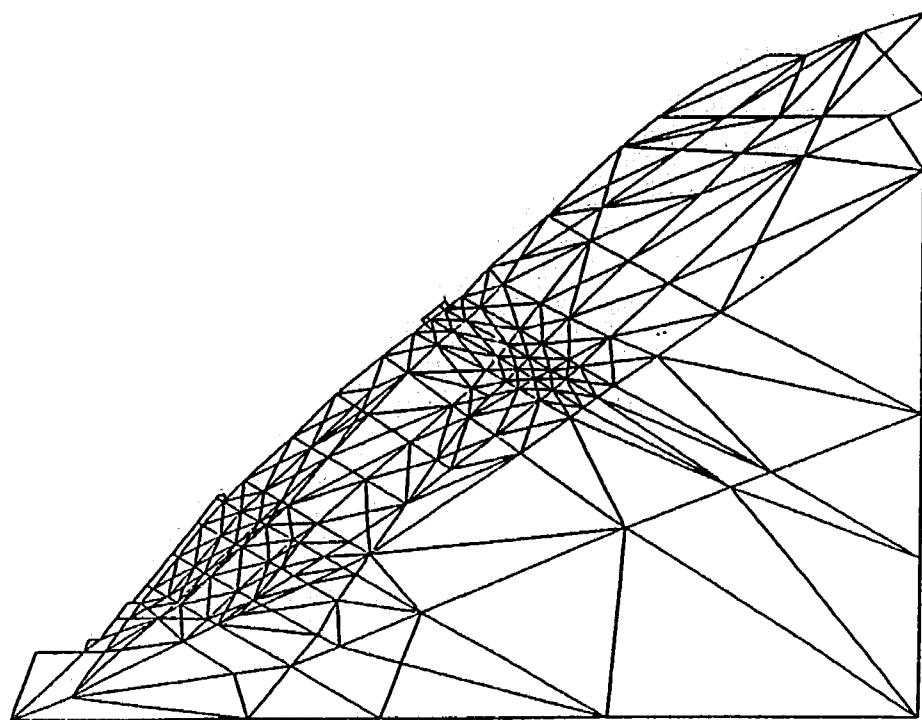


(c) 安全率分布図

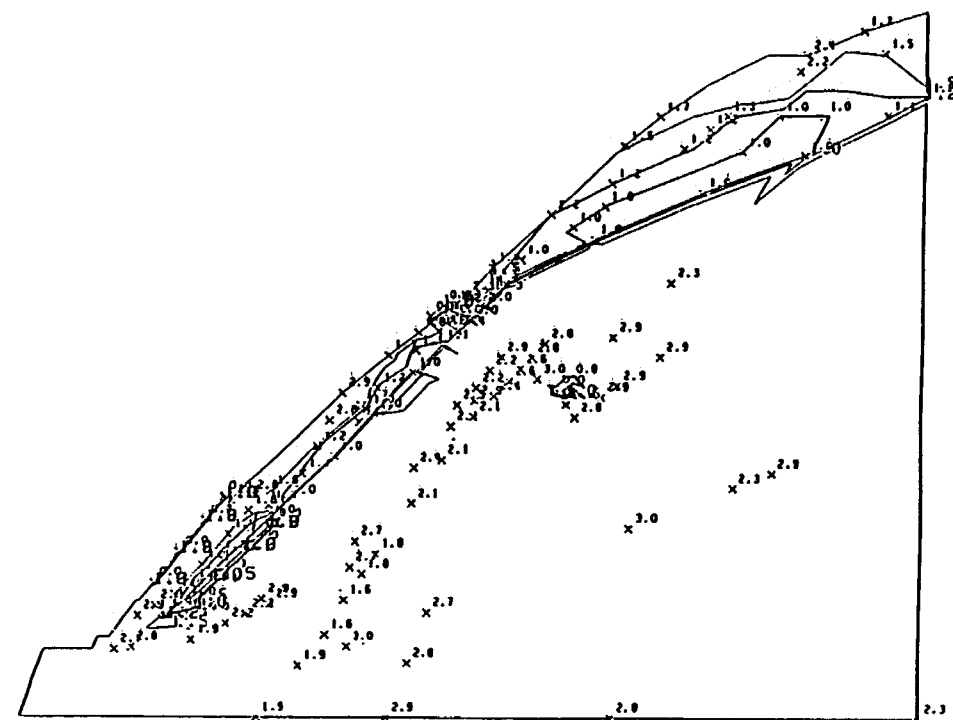


(b) すべり線図

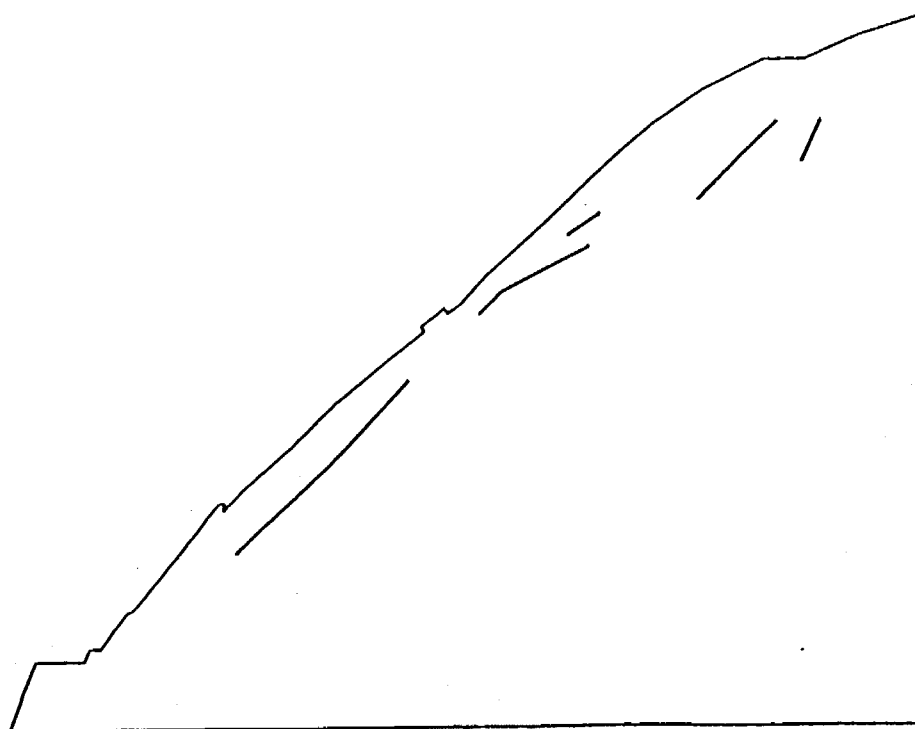
図-6.17 ケースR-3解析結果



(a) 変位図

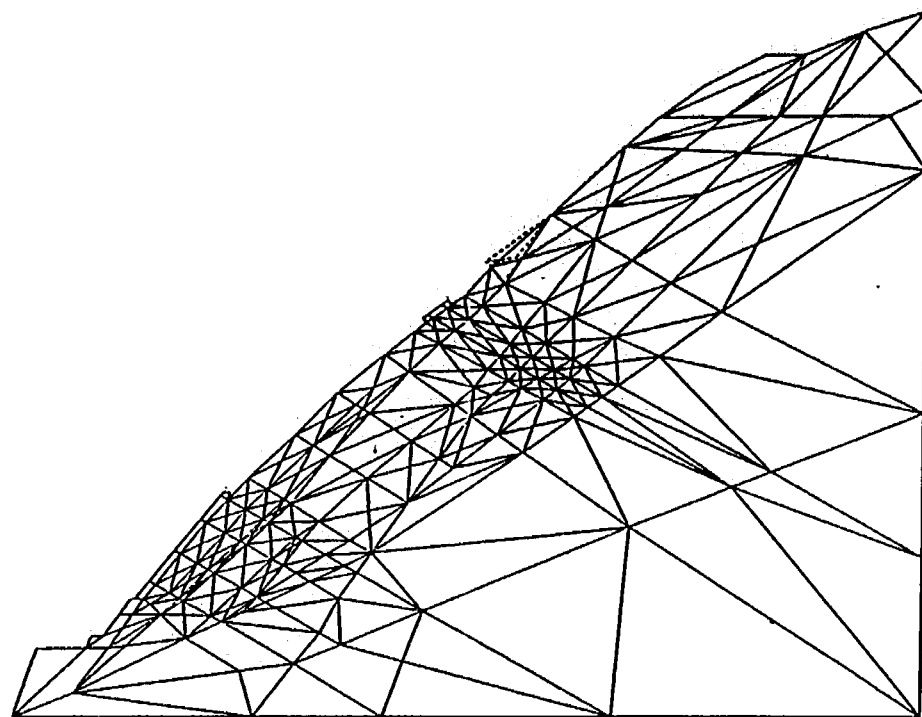


(c) 安全率分布図

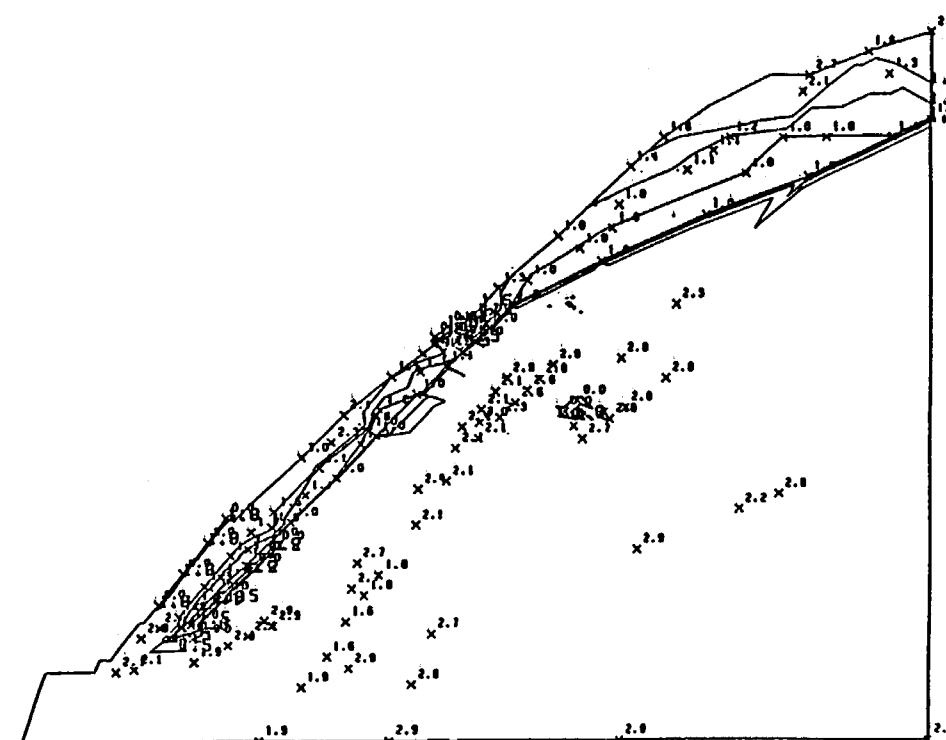


(b) すべり線図

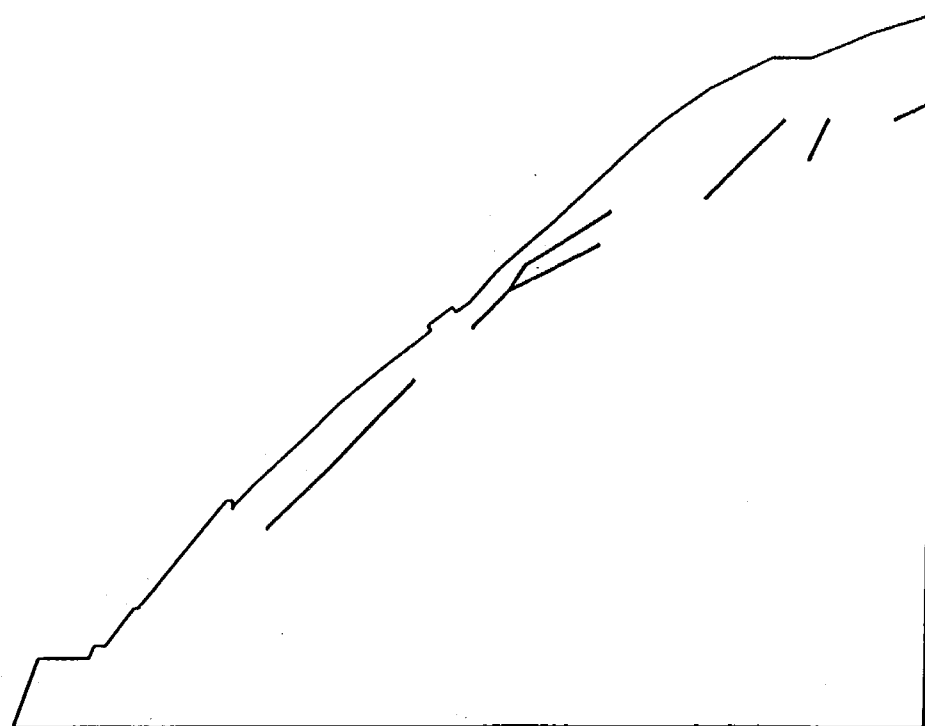
図-6.18 ケースR-4解析結果



(a) 変位図

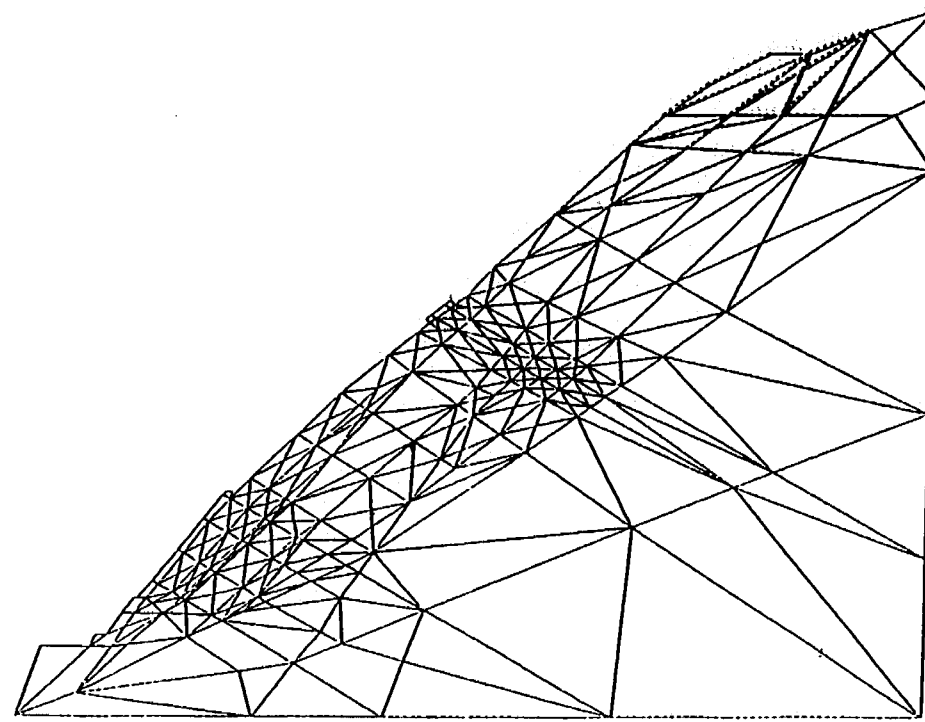


(c) 安全率分布図

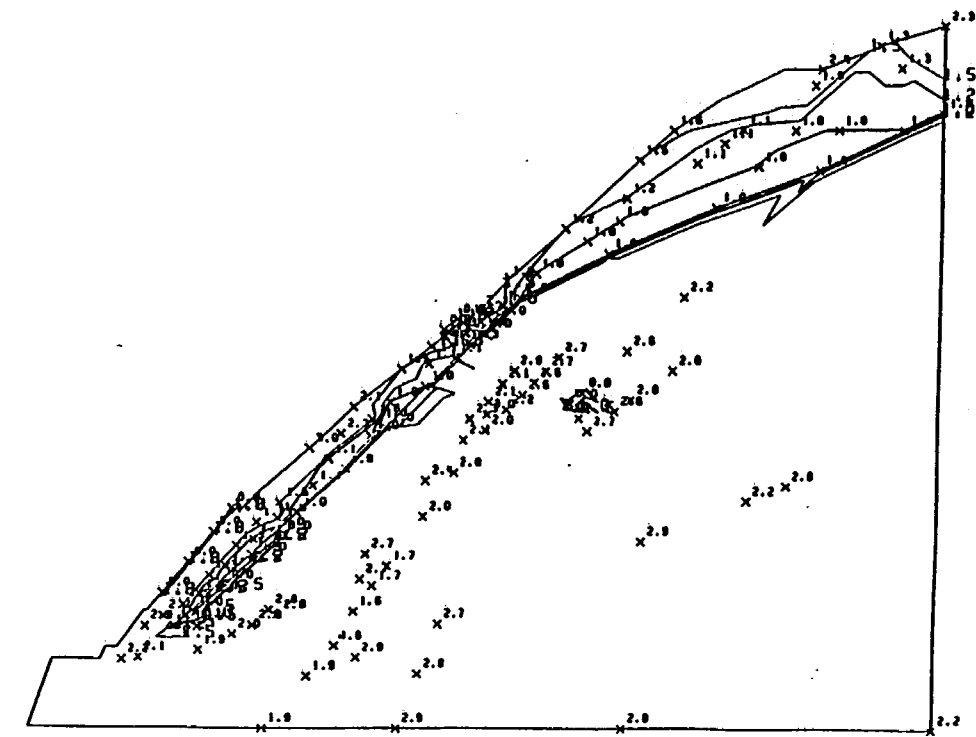


(b) すべり線図

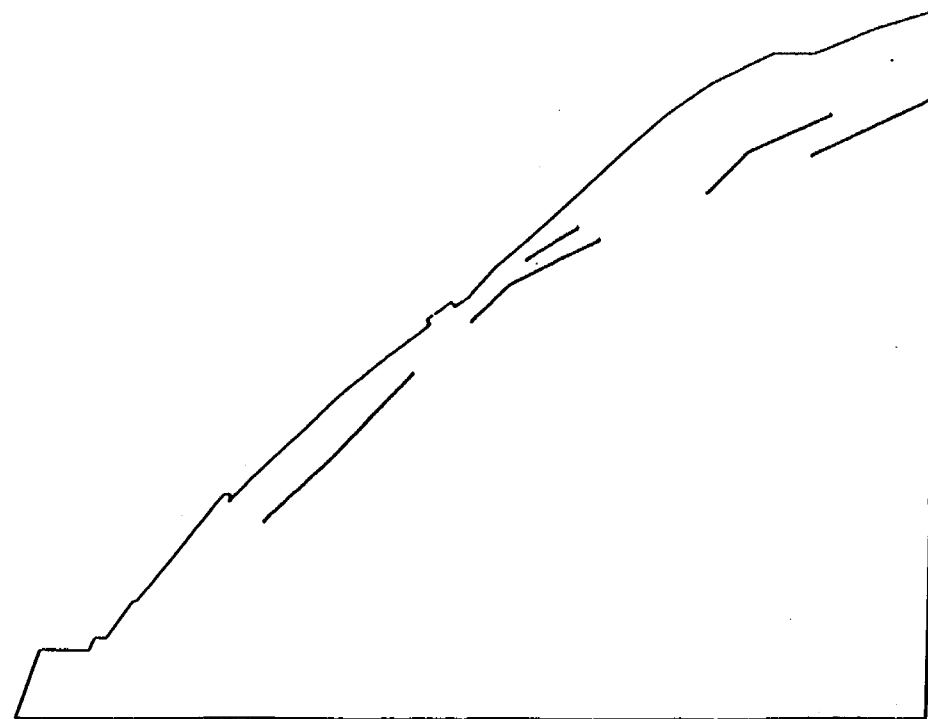
図-6.19 ケースR-5解析結果



(a) 変位図

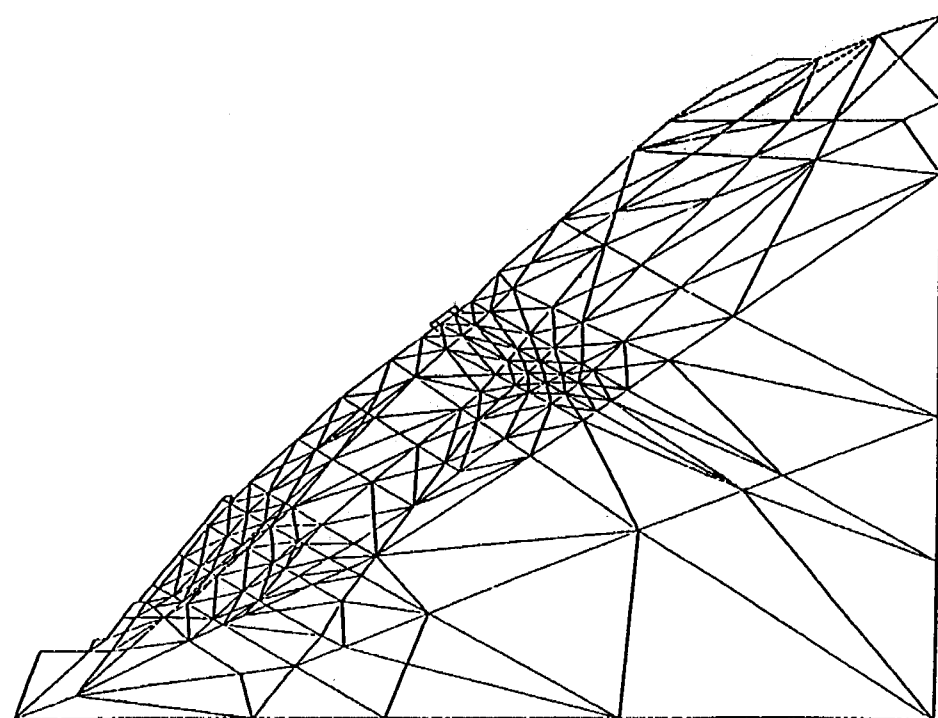


(c) 安全率分布図

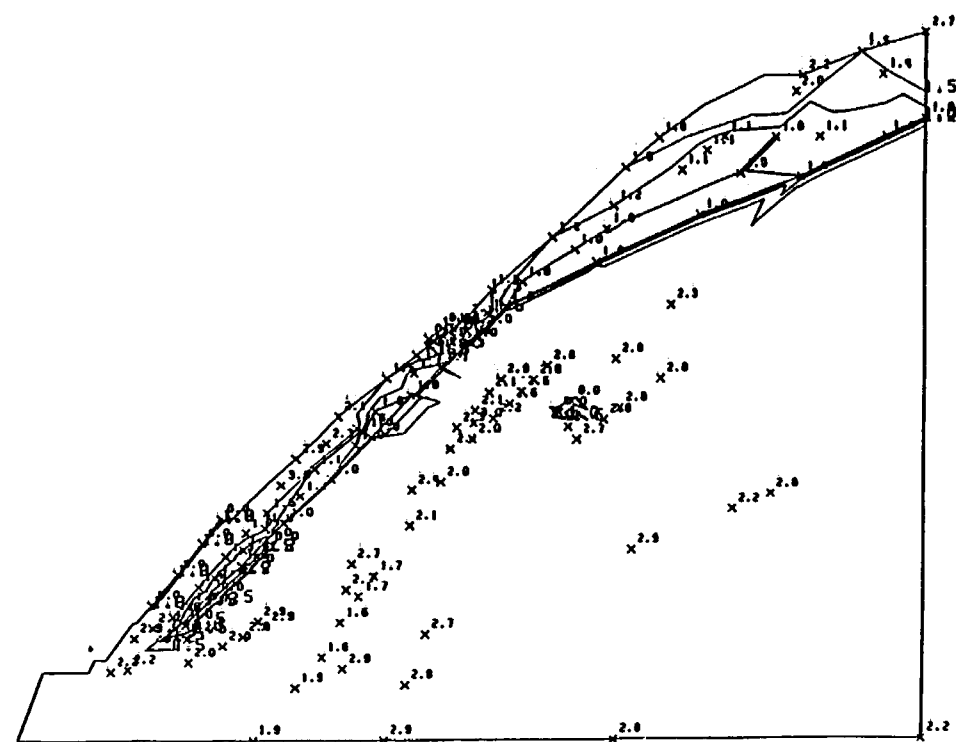


(b) すべり線図

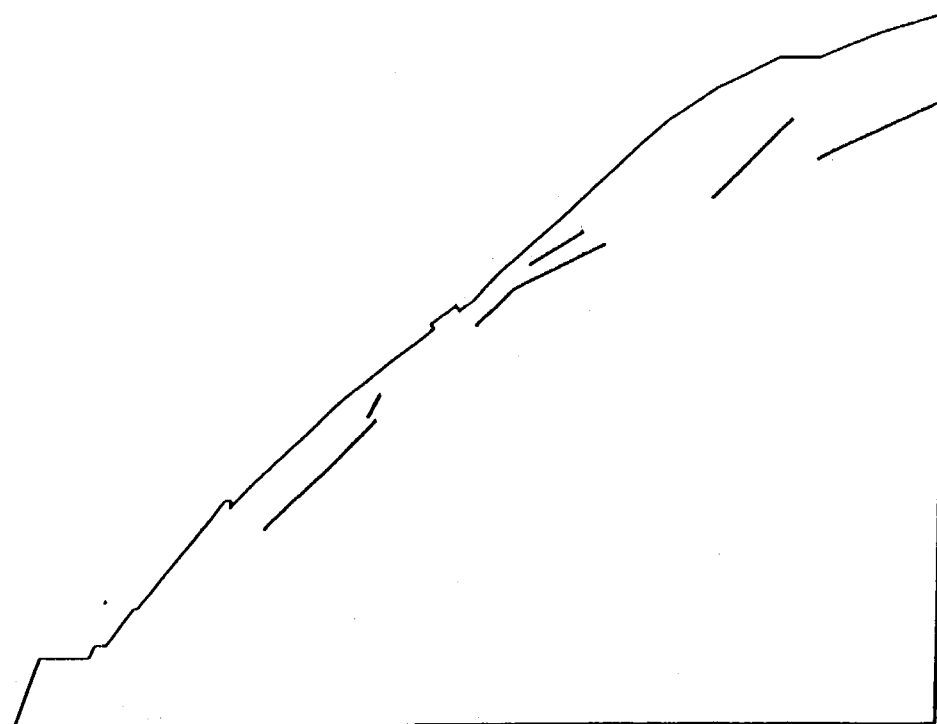
図-6.20 ケースR-6解析結果



(a) 変位図

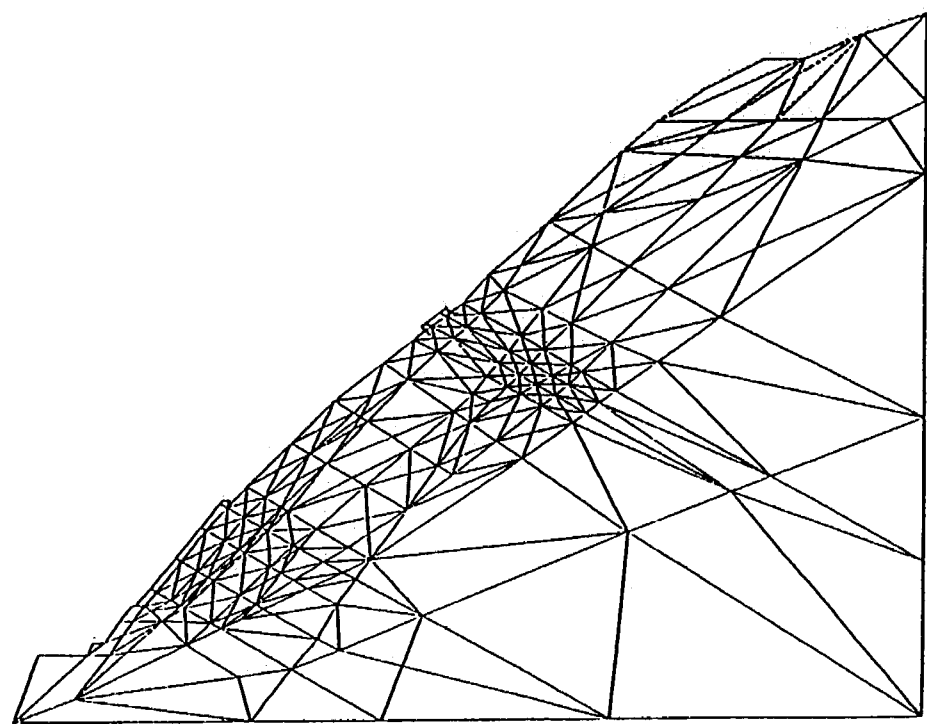


(c) 安全率分布図

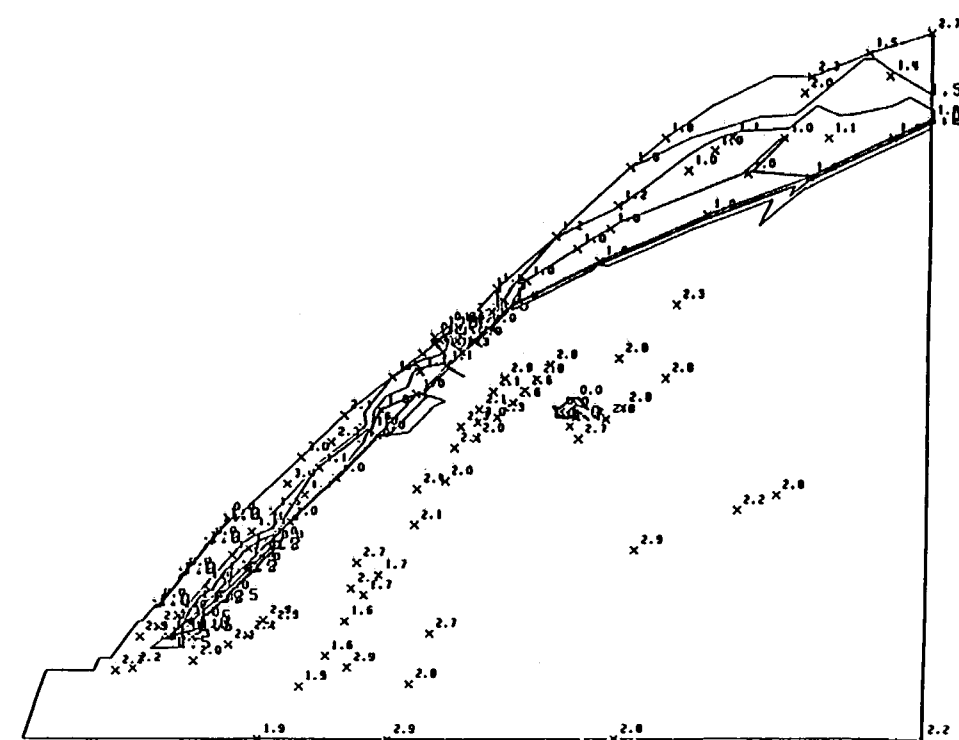


(b) すべり線図

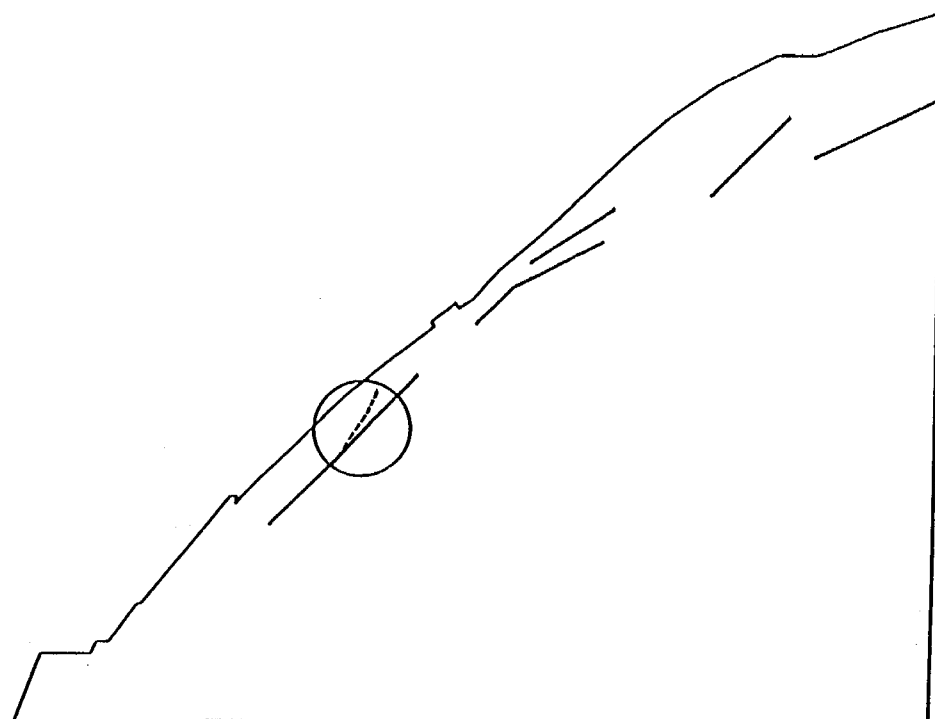
図-6.21 ケースR-7解析結果



(a) 変位図

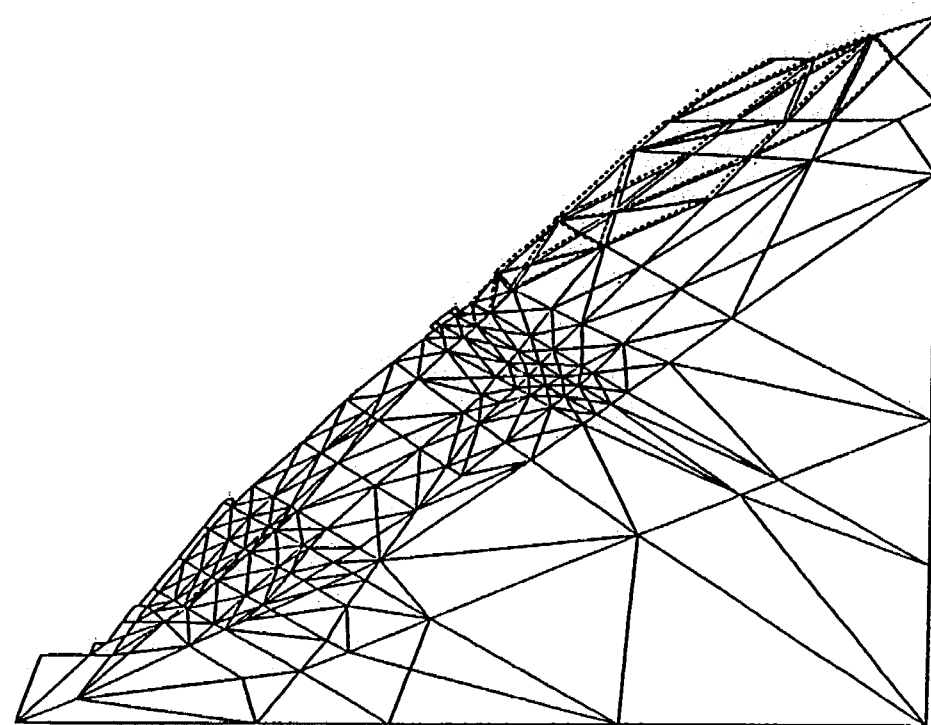


(c) 安全率分布図

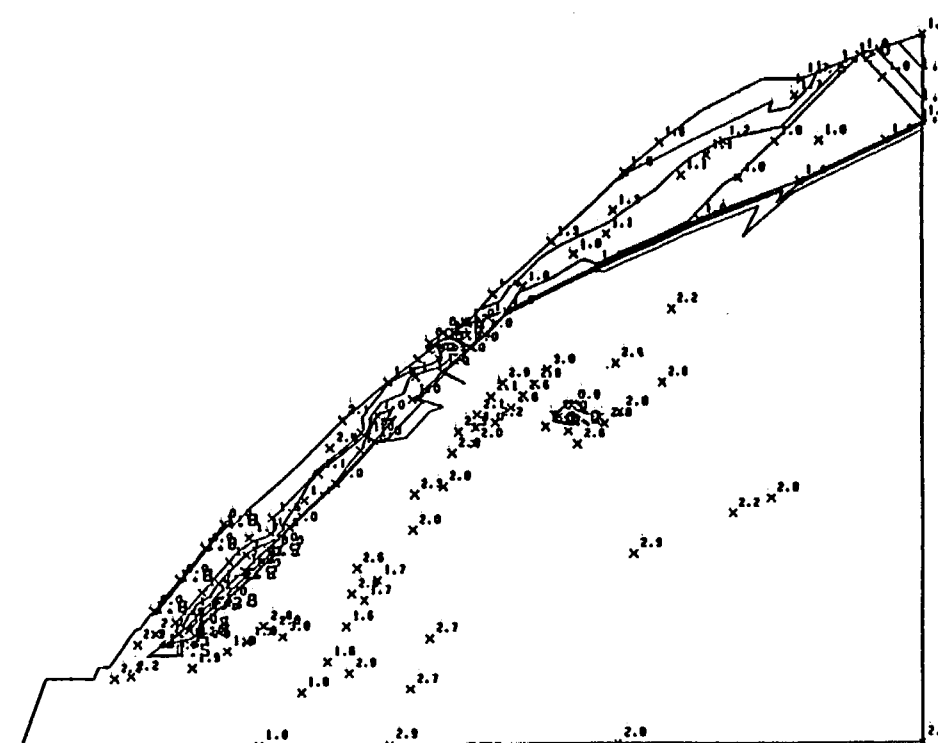


(b) すべり線図

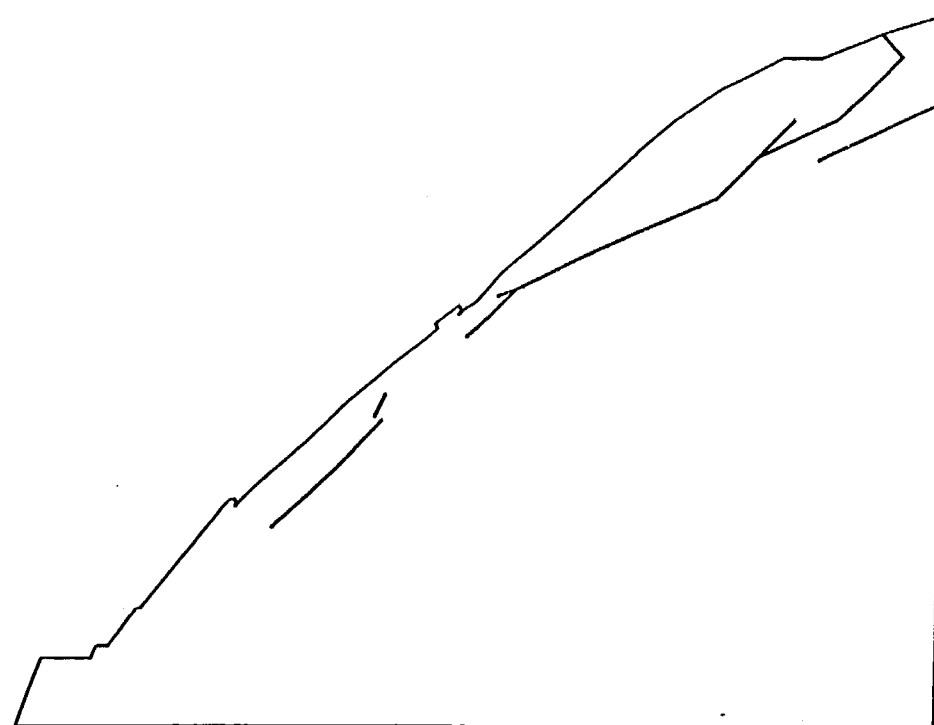
図-6.22 ケースR-8解析結果



(a) 変位図



(c) 安全率分布図



(b) すべり線図

図-6.23 ケースR-9解析結果

7. 降雨量とアンカー緊張力の関係

総雨量150mm, 継続時間30時間, 5mm/h一定(ケースS-3)の降雨条件を用いて, 降雨量とアンカー張力の関係を求めた。50mm(10hr), 100mm(20hr), 150mm(30hr)の降雨量を対象として, 6-1-1の浸透流解析で得られた水圧分布により, RBSM応力・変形解析を行なった。

表7-1に各降雨量に対する6本のアンカー張力値を示す。また, 図-7.1は降雨量と法枠および抑止アンカーの最上段のアンカー張力の関係をプロットしたものである。図中の△, ▲印はケースS-1の降雨量120mm時(25hr)の抑止アンカーおよび法枠アンカー張力を□, □印はケース4の降雨量150mm時(30hr後)のそれを, ☆, ★はケース5の降雨に対する降雨量192mm時(35hr後)のそれを, ◇, ◆印は, ケース2の降雨に対する降雨量150mm時(20hr後)のそれと, ∇, ▼印は, ケース6の降雨に対する降雨量850mm時(84hr後)をプロットしたものである。

さて, 抑止アンカーの定着荷重は55tと報告されており, 当該解析断面は, この抑止アンカーの挿入方向と水平面で約32°の角度をなしていることから, 定着荷重分力は $55t \cdot \cos 32^\circ = 46.6t$ となる。一方, 法枠アンカーの定着荷重については, 第3段目の定着荷重力が42tと報告されており, 他の3つのアンカーについても同じ値とした。

図-7によると抑止アンカー張力は降雨量50mmで上昇する。その後, 降雨量100mmで抑止アンカー張力は減少している。これは, 降雨量50mm時には, 飽和域が拡大し, 含水量に相当するだけの土の重量が増大するのに対し, 降雨量100mm時では, 飽和域の水圧が上昇し, 浮力を受ける形で, 見か上, 土の重量がなくなるためと考えられる。そして, 降雨量150mmでは, 斜面内水圧がますます増大し, 斜面法線方向に水圧が働くようになるため, 塑性域が拡大しアンカー張力は上昇する。しかし, アンカーの破断荷重を168tとすれば, 200mm程度の降雨に対しては, 安全であると考えられる。一方, 法枠アンカー張力は, 降雨量が増大しても内部の水圧分布にさほど差がないために, 降雨量50mm以降では, ほとんど一定値となる。

表-7.1 各降雨量に対するアンカー張力値

単位: t

		法 枠 ア ン カ ー				抑止アンカー	
		1 段目	2 段目	3 段目	4 段目	1 段目	2 段目
初期張力		4 2.0	4 2.0	4 2.0	4 2.0	5 5.0	5 5.0
50 mm	(ケース 3)	4 4.1	4 4.8	4 5.7	4 5.4	5 6.0	5 6.4
100 mm	(ケース 3)	4 4.2	4 5.0	4 6.0	4 5.7	5 4.5	5 4.0
150 mm	(ケース 3)	4 4.2	4 5.0	4 6.1	4 5.9	5 6.8	5 7.9
120 mm	(ケース 1)	4 4.5	4 5.4	4 6.4	4 6.0	5 7.3	5 9.6
150 mm	(ケース 4)	4 4.1	4 4.9	4 5.9	4 5.7	5 6.4	5 7.3
192 mm	(ケース 5)	4 4.1	4 4.9	4 6.0	4 5.7	5 6.2	5 6.9
150 mm	(ケース 2)	4 4.4	4 5.8	4 7.4	4 7.0	5 4.5	5 5.0
850 mm	(ケース 6)	4 4.4	4 5.2	4 6.2	4 5.8	6 4.2	7 1.3

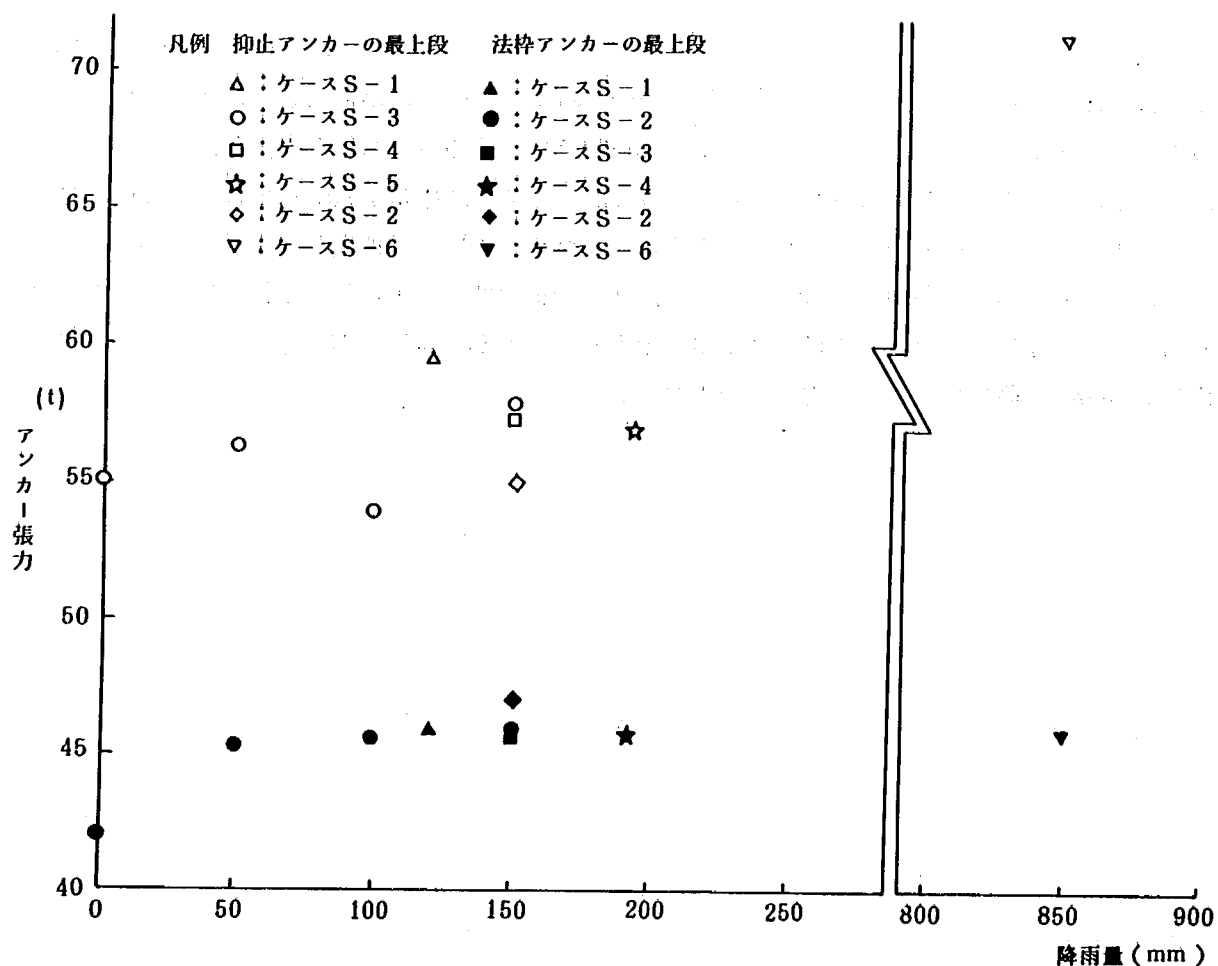


図-7. 降雨量とアンカー張力の関係 (法枠および抑止アンカーの最上段のアンカー)

8. 総合解析

今回の解析では、有限要素法を用いた飽和・不飽和浸透流解析とRBSMを用いた応力変形解析を入力降雨パターンを変えて行った結果から次のことがわかった。

- 1) ケースS-1の降雨時には、降雨強度がピークとなる時点よりも、それ以後において斜面中腹部に大きな水圧が発生する。そして、20時間以降に雨水による浸透水が斜面中腹から上方にかけて大きく流入し、30時間後で最も水圧が高くなる。
- 2) ケースS-2の降雨時には、降雨強度がピークとなる時点よりも、それ以後において斜面内に大きな水圧が発生してくる。特に15時間以後になると地すべり地区頭部より、さらに、上方から雨水による浸透水が大きく流入していくために、解析斜面内に最大 6 tf/m^2 の水圧が発生する。
- 3) ケースS-3の降雨時には、時間の経過とともに、雨水による浸透水が斜面中腹から上方にかけて大きく流入してくるため、30時間後で斜面内水圧が最も高くなる。
- 4) ケースS-4の降雨時には、集中豪雨の直後よりも、それ以後の方が斜面内に発生する水圧が大きく、30時間後で、斜面内水圧が最も高くなる。これは、集中豪雨の雨水は斜面内に、ある一定量のみ浸透し、残りの雨水は地表面を流下したと解釈できる。
- 5) ケースS-5の降雨時には、降雨強度がピークとなる時点よりも、それ以後において斜面中腹部に大きな水圧が発生する。そして、35時間後に雨水による浸透水が斜面中腹から上方にかけて最も多く流入してくる。その後、40時間後では、降雨強度がかなり小さくなるため、斜面上方で不飽和域が大きく広がる。
- 6) ケースS-6の降雨時には、雨の降り始めから16時間後には、解析斜面の軟岩Ⅱの土層を除いて、ほぼ全域が飽和域となる。そして、この時から、解析斜面内に上方の山側から雨水の流入が始まり、地すべり頭部の間隙水圧が上昇する。その後の降雨により、斜面内の飽和域が広がり、また、地すべり頭部の間隙水圧もさらに上昇する。
そして、84時間後に解析斜面頭部にクラックとなって現われる地すべり発生する状況となっていた。この斜面は崩壊寸前だったと考えられる。
- 7) すべての降雨に対するRBSMによる応力変形解析結果では、すべてのケースとも法枠工と抑止アンカー工との間および抑止アンカー上方部にすべり線を生じる。
- 8) 一般的降雨の防災工事終了後の斜面安定度解析(R-3～R-8)において、法枠工と抑止アンカー工の間に生じるすべり線は、いずれのケースにおいても、地表と平行なものがある。また、R-4では、この平行なすべり線の上部から地表に向うすべり線が生じる。さらに、ケースR-5では、平行なすべり線の途中から枝分れして地表に向うすべり線が生じる可能性がある。
- 9) 防災工事によるアンカーの支保効果によりすべり線は地表面に達するものではなく、極めて危険となる状況は予想し難いと考えられる。しかしながら、ケースR-4では、斜面中腹部で地表に向かうすべり線が生じる結果となった。また、降雨量が最大となるケースR-5については、この地表に向かうすべり線がさらに長くなり、あたかも円弧状のすべりを形成するようなすべり線が生じる可能性がある結果となった。

10) 抑止アンカー張力は、降雨量の増大とともに、斜面上方に大きな水圧が生じるようになり、大きくなる傾向にある。しかし、アンカー材の破断荷重を168tとすると、200mm程度の降雨に対しては、安全であると考えられる。一方、法枠アンカー張力は、降雨量が増大してもその水圧分布がほぼ同様であるために、降雨量50mm以上ではほとんど一定である。

11) これまでの解析結果により、斜面上方からの浸透水が大きく流入してくる時刻およびその時点での降雨量が、この斜面の安定を左右するものと考えられる。

12) これらの解析結果は、数値解析上の限界があるために、現実斜面に内在すると考えられる割れ目等の影響を考慮していないことに注意する必要がある。

13) 防災工事が実施された解析断面において、さらに昭和51年の台風17号に伴う豪雨と同じ異常降雨があった場合には、抑止アンカー工設置箇所より下の斜面崩壊の危険性は少ないが、この抑止アンカー工より上方の斜面頭部では、さらに上方の山側からの雨水の流入により、斜面崩壊の危険性が有り得る。なお、実際には、この地すべり地区頭部には水抜きボーリング工が設置されており、この効果を解析では考慮していない。したがって、この解析結果は安全側の結果を与えていると考えられる。

あとがき

以上の解析結果から、今回の解析断面については、一般的降雨（浸透流解析、ケース S-1～ケース S-5）の降雨に対しては、既に実施された防災工事により、極めて危険となる状況は予想し難いと考ええる。

しかしながら、総雨量 200mm 以上の降雨に対しては、斜面中腹部において、破壊には至らないが、地表近くに達する可能性のあるクラックが予想される。他方、今回の解析断面は上方については既に設置されている水抜きボーリング工により、解析に用いた斜面内間隙水圧より小さくなると考えられる。

なお、今回の解析で用いた飽和・不飽和浸透流解析手法では、数値解析上の限界があるため、現実斜面に内在すると考えられる割れ目等の影響を考慮していない。また、各解析に用いた入力諸定数は、当該斜面から採取した試料の土質試験等の力学試験を行って得られたものではなく、既報告書を参考として求めたものである。したがって、各解析結果は、当報告書に記した仮定、定数および解析手法のとうりに行って得られたものである。

付－１ 解析入力条件、地盤定数設定の為に用いた資料

今回の解析断面、地盤定数を設定する為に下記に示す文献を参考とした。

特に、地盤条件設定にあたっては、解析地域に対する物性値そのものがなく、ボーリングデータにより、土質の特徴を把握し、各文献の解析データを参考とした。

- 1) 雨量記録簿
- 2) 通行止調書
- 3) 昭和 5 7 年度 1 5 6 号連続降雨量と災害発生並びに通行規制の状況
- 4) 昭和 5 1 年度東乙原ボーリング工事報告書
- 5) 昭和 5 2 年度東乙原地すべり観測調査報告書
- 6) 昭和 5 3 年度東乙原道路防災工事工事写真集
- 7) 昭和 5 4 年度東乙原道路路面防災工事再検討事項
- 8) 昭和 5 5 年度東乙原道路路面防災工事地すべり調査報告書
- 9) 昭和 5 5 年度東乙原道路路面防災工事ボーリング調査報告書
- 10) 昭和 5 7 年度東乙原法面地すべり観測調査報告書
- 11) 昭和 5 8 年度東乙原法面地すべり観測調査報告書
- 12) 東乙原道路防災工事図集
- 13) 東乙原法面防災工と岩盤滑動解析調査資料：（土研，急傾斜地崩壊研究室）
- 14) 土質工学ハンドブック：（土質工学会）
- 15) 鉄道技術研究報告「日本産岩石の物性値の総括」：（国鉄）
- 16) フィルダムの設計および施工：（技報堂）
- 17) 最新フィルダム工学：（「社」電力土木技術協会）
- 18) 土質試験法：（土質工学会）
- 19) 土質試験結果の解釈と適用例：（土質工学会）
- 20) 日本道路公団設計要領第 1 集，土工：（日本道路公団）
- 21) ダム地質調査：（土木学会）
- 22) 土質調査法：（土質工学会）
- 23) 土と基礎，Vol 25－8，No 234：（土質工学会）
- 24) ロックフィル材料の試験と設計強度：（土質工学会）
- 25) 「山砂の透水性とその簡易判定法」，第 1 3 回土質工学研究発表会：（土質工学会）
- 26) 「雨水浸透による斜面崩壊」，土木学会論文報告集第 330 号：（土木学会）
- 27) 電中研報告「高瀬ダム 水過程の浸透流に関する実測値と解析値との比較検討」：（「財」電力中央研究所）
- 28) 岩の工学的性質と設計施工への応用：（土質工学会）
- 29) 原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針：（土木学会）
- 30) 「課題 5 3；地質および土木地質学がダム設計に及ぼす影響
R . 4；ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について」

大ダム№102, 103合併号：（（社）日本大ダム会議）

31) 昭和59年度東乙原地すべり安定解析業務委託報告書

32) 「有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析」, 土木学会論文報告集第264号：(土木学会)

33) 「New element models in discrete structural analysis」, 日本造船学会論文
集第141号(日本造船学会)

34) 生研セミナーテキスト：コース76, 「固体力学諸問題の離散化極限解析」

35) 「川井モデルによる水没斜面の安定解析について」：第17回土質工学研究発表会(土質工
学会)

付表 - 1 (文献 14 より)

ダム名	採取地付質	G _r	ρ _{max} (t/m ³)	含水比 (%)			アッダーベルグ限界 (%)			透水係数 k (cm/s)	c, φ の 試験方法	圧入方法
				自然	最適	施工時	LL	PL	PI			
御蔵大	ダム上流約 2 km の山腹斜面の風化花崗岩 (D, G) とそのよ もとの粘板土質 (C, G) をストップパイルで混合した材料	2.65	1.90	5~35	13	$\frac{w_{opt}}{100} = -0.5 \sim +3$	46.1	32.6	13.5	10 ⁻⁴	三軸 φ10cm	ブルドーザーで 20~30 cm を出しシ ープスフートローラーで 12 回
牧尾	みんたけ火山の噴出物の一次と二次の堆積物で、この火山灰の 中にはチャート、スレート、砂岩、安山岩質などが交互に堆 積しているものを、ストップパイルで混合した材料	$\frac{2.67}{2.75}$	$\frac{1.122}{1.654}$	21~66	$\frac{24.5}{55.9}$		41~54		7~17	$\frac{3.12 \times 10^{-4}}{2.23 \times 10^{-4}}$	三軸	タンピングローラー 20t (主) タイヤローラー 50t (従)
大白川	ダム上流約 1.5 km の石灰岩の岩屑と粘板土の混合した堆積 材料。直線と左岸部台地よりダム基礎層間砂層をストップパ イルにより混合した材料	2.71	1.92	10~15	11	$\frac{w_{opt}}{100} = \pm 0 \sim +3$	39	10	29	10 ⁻⁴ 以下	三軸 φ10cm	20t シープスフートローラー、20cm を 出し 12 回圧入
本沢	貯水池内とその周辺で形成している地層は粘板岩を主体として その間に砂岩を挟むこれらの互層であって風化が全体にわた って進んでいる材料		2.05	12	10.5	$\frac{w_{opt}}{100} = \pm 0 \sim +3$	37	27	10	1.61×10^{-4}	三軸	20t 二輪シープスフートローラー、20 cm 巻出し 12 回圧入
金原	奥谷ダム下流約 1 km の砂岩質岩の風化岩。断層域に沿っ た風化材料ならびに、これらの堆積材料。吹雪ヶ丘：奥谷の対 岸で粘板岩の風化材料とその堆積材料	2.70	$\frac{1.71}{1.99}$	12~21	$\frac{12.7}{19.7}$	$\frac{w_{opt}}{100} = \pm 0 \sim +3$	42	26	16	10 ⁻⁴ 以下	三軸 φ10cm	20t シープスフートローラー、20 cm 巻出し 12 回圧入
喜望山	喜望山の東西約 300 m 付近をほぼ南東方向に走る約 300 m の砂 岩層があり、この砂岩層付近の厚さ 265 m 以上の厚さ 10~30 m の風化層により覆われている。コア材はこの地区の厚さ 265~ 340 m の風化土を用いた。	2.68	$\frac{1.73}{1.98}$	12.3	$\frac{11.0}{16.5}$		27.3	20.9	6.4	1×10^{-4}	三軸	タイヤローラー 44t、1 回 20 cm を 8 回圧入
九郎平	水元ダム上流約 2 km の粘板岩、片麻岩、石灰岩等が風 化し堆積した堆積材料。洪水吐と洪水吐と副側により生 ずる砂岩、粘板岩、礫岩、頁岩の風化が進んだ材料。風外支 所の副側材料で風化の進んだ材料を使用	$\frac{2.74}{2.82}$	$\frac{1.84}{1.89}$	14~25	14~20	$\frac{w_{opt}}{100} = 0 \sim +3$	25~45	20~25	5~20	$\frac{5 \times 10^{-4}}{4 \times 10^{-4}}$	三軸 φ10cm	20t シープスフートローラー、20 cm を 出し 12 回圧入
水原	ストップパイル材料。工事用プラント、敷地造成のための副側 材料および原石山の表層風化材料をストップパイルしたもので 頁岩、砂岩、風化粘板岩の風化材料。下田 1 山腹に分布する頁 岩と砂岩質岩の風化材料をブルドーザーにより掘削時に混合	2.70	1.90	13	14	$\frac{w_{opt}}{100} = \pm 0 \sim +3$	44~50	24~28	17~20	$\frac{5 \times 10^{-4}}{4 \times 10^{-4}}$	三軸	20t シープスフートローラー 20 cm を 出し 12 回圧入
下小島	ダム上流約 1 km 中世代のジュラ紀の砂岩および頁岩の風化堆 積土		1.89		13.2	$\frac{w_{opt}}{100} = +3\%$				$\frac{1 \times 10^{-4}}{1.5 \times 10^{-4}}$ (現場) (室内)	三軸 φ30cm	振動ローラー 8t を出し厚 30 cm
新庄	上流約 1.5 km の新庄川左岸部材料地白亜紀風化頁岩で被覆さ れている堆積地盤土を用いる。	2.74	1.75	14.5	15	$\frac{w_{opt}}{100} = +2.5 \sim 3$	41.8	25.9	15.9	10 ⁻⁴	三軸	シープスフートローラー 21t 以上、巻出 し厚 20 cm 圧入回数 12 回
高瀬	高瀬一風部砂岩 (厚さ 200 m) により不連続上流部基盤地盤 した層が洪水時に泥炭状になって、この地域に堆積した花崗岩 の角礫。またならびにシルト	2.64	2.07		10					1×10^{-4}	三軸	振動ローラー 13.5t 毎回厚 30 cm、 圧入回数 6 回
七倉	洪水時泥炭状になった 2 本地域に堆積した花崗岩の角礫、およ び茶褐色シルト	2.65								1×10^{-4}	三軸	振動ローラー 13.5t 毎回厚 30 cm、 圧入回数 8 回
大宮	風化した粘板岩、高瀬地盤部をブレンド	2.65	2.1	$\frac{8.1}{9.7}$	$\frac{9.7}{11.1}$	$\frac{w_{opt}}{100} = 0 \sim 3$	25~30	15~20	10	1×10^{-4}	三軸	シープスフートローラー 20t
白川	風化土を、若干改良している。	2.70	1.9	10.4	11.0	$\frac{w_{opt}}{100} = 0 \sim 3$	28.6	16.9	14.0	1×10^{-4}	三軸	振動ローラー 13.5t

付表-2 (文献17より)

No.	土質	試料	比 重	含 水 比 (%)			最大乾燥密度 (t/m ³)
				自 然	最 大	施工目標	
1	砂	風化粘板岩	SM	2.64	3~13	8	2.11
2	砂	風化粘板岩	GC	2.72	6~22	14.2	1.90
3	砂	風化粘板岩	GC	2.65	5~25	13	1.90
4	砂	風化粘板岩	GC	2.74~2.82	14~25	14~20	1.84~1.88
5	砂	風化粘板岩	GC	2.61~2.66	14.4~26.2	15.8~18.5	1.68~1.79
6	砂	風化粘板岩	SM	2.65	3~15	8	2.07
7	砂	風化粘板岩	GW-GM	2.6~2.7	9.8~12.5	10	1.86~2.02
8	砂	風化粘板岩	GW-GM	2.70	12~21	12.7~19.7	1.71~1.99
9	砂	風化粘板岩	SC	2.74	13~15	14	1.90
10	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
11	砂	風化粘板岩	GC	2.75	13~15	14	1.90
12	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
13	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
14	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
15	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
16	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
17	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
18	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
19	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
20	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
21	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
22	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
23	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
24	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
25	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
26	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
27	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90
28	砂	風化粘板岩	GC	2.70	13~15	14	1.90

ア ッ プ レ ム フ			圧 縮 係 数 (mm)				透水係数 (cm/sec)	C _u の試験方法	備 考
液性限界	塑性限界	塑性指数	最大圧縮 (mm)	-0.005 (%)	-0.074 (%)	+4.8 (%)			
17.8	N.P.	N.P.	200	—	16	78	1.7×10 ⁻⁴	三軸 (φ 30cm)	
42	21	21	150	—	18.4	54.4	3×10 ⁻⁴ 以下	三軸 (φ 10cm)	
38	10	28	150	6	12	55	10 ⁻⁴ 以下	三軸 (φ 10cm)	
44~50	24~28	17~20			16~22	43~54	5×10 ⁻⁴ 4×10 ⁻⁴	三軸	
29.6~42.6	20.3~26	7.2~21.8	150		14~28	51.0~68	4.4×10 ⁻⁴ 6.5×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm) (1/25cm)	地盤に大部分 改良した砂の層
20.3	N.P.	N.P.	200	—	11	60	0.8×10 ⁻⁴	三軸 (φ 30cm)	
*34	*27	*7	150	2	11	60	1.0×10 ⁻⁴ 0.85×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
25~45	20~25	5~20	40	5	12	48	5×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
*34	*20	*14	150	—	14	59	1.0×10 ⁻⁴ 0.85×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	*試験の平均値
32	22	10	150	10	19	45	10 ⁻⁴ 以下	三軸 (φ 10cm)	
41~54	34~37	7~17	150	11	13	65	1×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
37.0~44.7	23.6~26.4	13.4~17.4	150	5	10~20	45~65	10 ⁻⁴ 以下	三軸 (φ 10cm)	含水比最大乾燥 密度は11日の最大 1715.5 g/cm ³ での値
52.2	37.1	15.1	150	—	14.6	62.8	1×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	管型試験値
*31	*21	*10	150	—	10	60	0.2~1.0×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
28	20	8	150	4	11	43	10 ⁻⁴ 以下	三軸 (φ 10cm)	
*27	*21	*6	150	—	10	55	0.3~1.0×10 ⁻⁴ 2.5~3×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
35~44	25~30	7~15		—	20~50	80~90	8.8×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
37~58.4	18.3~36.2	16.8~29.4	150	—	20.6 31.8	24~45.6	10 ⁻⁴ ~10 ⁻³	三軸	
24.6	—	—	4.75	—	17.5	5	5.8~2.4×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
40~51	14~18	20~25	150	—	14~20	41~54	3×10 ⁻⁴ 5×10 ⁻⁴	三軸	
29.1	14.2	14.9	150	5	15	60	10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
26.7	—	—	4.75	—	21.8	2	6.7×10 ⁻⁴ 9.0×10 ⁻⁴	三軸 (φ 10cm)	
36.6	24.6	12.6	150	—	28	62	5×10 ⁻⁴	三軸 (φ 30cm)	
40.7	24.9	15.8	150		17.6	64.8	5.7×10 ⁻⁴	三軸	
			4.0	5	15	0	10 ⁻⁴	三軸	
29.2	18.4	10.8	150		13	47.6	10 ⁻⁴	三軸	
42.1	27.8	14.3	150		15.8	64.5	8.1×10 ⁻⁴	三軸	
31.4	29.4	2.0	9.52	5.5	22.5	2	5×10 ⁻⁴	三軸、一面せん断	

付表 - 3 (文献 16 より)

分類 記号	図示 記号	標準貫入値の		間けき比 e_s	パイピング 低沈性	透水係数 k (cm/sec) 範囲(平均)	透水性	せん断強度			せん断 強度	施工打設 の容易	開拓局 コア 実測数	基礎材料 適用 (ゾーン)	圧縮性 (%)		基礎地盤適否	
		$7d_{max}$ (t/m ²)	w_{opt} (%)					c_u (kg/cm ²)	c_{vib} (kg/cm ²)	ϕ (°)					1.4kg/cm^2	3.5kg/cm^2	支持力	透水率
GW		> 1.91	< 13.3	■	高	1 st ~1 st (2.7 st ±1.3 st)	透	■	■	> 38	非常に高	非常に易	—	適 (注)	< 1.4	■	良	決定 透水率
GP		> 1.76	< 12.4	■	高~中	5 st ~1 st (6.4 st ±3.4 st)	透~ 非常に透	■	■	> 36	高	非常に易	—	適 (注)	< 0.8	■	良	決定 透水率
GM		> 1.63	< 11.5	■	高~中	1 st ~1 st (> 3 st)	半	■	■	> 34	高	非常に易	4	適 (不)	< 1.2	< 3.0	良	のり无 トレンサ
GC		> 1.44	< 11.7	■	非常に高	1 st ~1 st (> 3 st)	不	■	■	> 31	高	非常に易	4	適 (不)	< 1.2	< 2.4	良	不変
SW		1.91±0.08	13.3±2.5	0.37±0.01	高~中	5 st ~5 st (■)	透	0.40±0.04	■	38±1	非常に高	非常に易	—	適 (注)	1.4±0.1	■	良	決定 透水率
SP		1.76±0.03	12.4±1.0	0.50±0.03	高~ 非常に高	5 st ~5 st (7.2 st)	透~半	0.23±0.06	■	36±1	高	易~中	—	適 (注)	0.8±0.3	■	A~不良	決定 透水率
SM		1.63±0.02	11.5±0.4	0.48±0.02	中~低	1 st ~5 st (7.5 st ±4.8 st)	半~不	0.51±0.06	0.20±0.07	34±1	高	易~中	16	適 (不)	1.2±0.1	2.0±0.4	A~不良	決定 透水率
SM-SC		1.91±0.02	12.8±0.5	0.41±0.02	—	— (8.0 st ±6.0 st)	—	0.51±0.22	0.15±0.06	33±1	—	—	3	—	1.4±0.3	2.9±1.0	—	—
SC		1.84±0.02	14.7±0.4	0.48±0.01	高	1 st ~5 st (3.0 st ±2.0 st)	不	0.76±0.15	0.11±0.06	31±3	高~中	易~中	7	適 (不)	1.2±0.2	2.1±0.5	A~不良	不変
ML		1.65±0.02	13.2±0.7	0.63±0.02	高~ 非常に高	1 st ~5 st (5.9 st ±2.3 st)	不	0.68±0.10	0.09±0.01	32±2	中~低	易~中	7	適 (不)	1.5±0.2	2.6±0.3	不良	のり无 トレンサ
ML-CL		1.75±0.02	16.8±0.7	0.54±0.03	—	— (1.3 st ±0.7 st)	—	0.64±0.17	0.22±0.01	32±3	—	—	—	—	1.9±0.2	2.2±0.0	—	—
CL		1.73±0.02	17.3±0.3	0.56±0.01	高	1 st ~1 st (8.0 st ±3.0 st)	不	0.84±0.10	0.13±0.01	28±2	中	易~中	10	適 (不)	1.4±0.2	2.6±0.4	A~不良	不変
OL		■	■	■	中	1 st ~1 st (■)	不	■	■	■	低	中~低	—	不	■	■	不良	不変
MH		1.31±0.06	36.3±3.2	1.15±0.12	中~高	1 st ~1 st (1.6 st ±1.0 st)	非常に不	0.73±0.30	0.20±0.01	25±2	低	易~中	—	不	2.0±1.2	3.8±0.8	不良	不変
CH		1.30±0.03	25.5±1.2	0.80±0.04	非常に高	1 st ~1 st (5.0 st ±5.0 st)	非常に不	1.04±0.34	0.11±0.06	19±3	低~中	非常に難	1	適 (不)	2.6±1.3	3.9±1.5	不良	不変
OH		■	■	■	—	— (■)	—	■	■	■	—	—	—	不	■	■	不良	不変
P ₁		■	■	■	—	— (■)	—	■	■	■	—	—	—	不	■	■	不良	不変

(1) ■は資料不足を示す。

(2) 透水係数範囲の1st~1stは1×10⁻¹⁰~1×10⁻¹¹の略である。

付表 - 4 (文献 19 より)

主要区分		分類 記号	代表的な土	底土用土としての価値	透水係 数 k cm/sec	締固め特性	乾燥密 度 γ_d t/m ³	基礎地盤と しての価値	透水性の調 整の要否
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
組 土	レキ および レキ質土	GW	粒度分布の良いレキ またはレキ・砂混合 土。細粒分はわずか または欠如	非常に安定。堤防お よびダムの透水体部 として利用	$>10^{-3}$	良。トラクター、ゴ ムタイヤ・鋼輪ロー ラー	2.00 ～ 2.16	支持力良	止 水 壁
		GP	粒度分布の悪いレキ またはレキ・砂混合 土。細粒分はわずか または欠如	かなり安定。堤防お よびダムの透水体部 として利用	$>10^{-3}$	良。トラクター、ゴ ムタイヤ・鋼輪ロー ラー	1.84 ～ 2.00	支持力良	止 水 壁
		GM	シルト質のレキ、レ キ・砂・シルト混合 土	かなり安定。透水体 部としては特に適 していないが、不透 水性コアまたはプ ランケットとして利用	10^{-4} ～ 10^{-6}	良。施工管理を密に すること。ゴムタイ ヤ・シーブスフー トローラーなど	1.92 ～ 2.16	支持力良	斜面先ト レンチないし 不要
		GC	粘土質のレキ、レ キ・砂・粘土混合土	いくらか安定。不透 水性コアとして利用	10^{-6} ～ 10^{-8}	可。ゴムタイヤ・ジ ーブスフートロー ラー	1.84 ～ 2.08	支持力良	不 要
	砂 および 砂質土	SW	粒度分布の良い砂ま たはレキ質の砂。細 粒分はわずかまたは 欠如	非常に安定。透水体 部に利用されるが料 用保護が必要	$>10^{-4}$	良。トラクター	1.76 ～ 2.08	支持力良	上流側プ ランケットと 斜面先排水 または井戸
		SP	粒度分布の悪い砂ま たはレキ質の砂。細 粒分はわずかまたは 欠如	かなり安定。堤防断 面に利用できる	$>10^{-4}$	良。トラクター	1.60 ～ 1.92	支持力は密 度によって 良ないし不 良	上流側プ ランケットと 斜面先排水 または井戸
		SM	シルト質の砂、砂・ シルト混合土	いくらか安定。透水体 部としては特に適 していないが、不透 水性コアまたは堤 防として利用	10^{-4} ～ 10^{-6}	良。施工管理を密に すること。ゴムタイ ヤ・シーブスフー トローラー	1.76 ～ 2.00	支持力は密 度によって 良ないし不 良	上流側プ ランケットと 斜面先排水 または井戸
		SC	粘土質の砂、砂・粘 土混合土	いくらか安定。洪水 防衛用底土の不透水 性コアとして利用	10^{-6} ～ 10^{-8}	可。シーブスフー トローラー、ゴムタイ ヤローラー	1.68 ～ 2.00	支持力は良 ないし不良	不 要

付表 - 5 (文献 20 より)

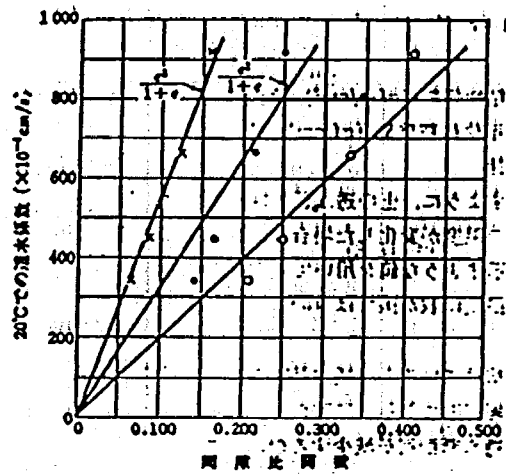
分類 記号	(1)		(2)		(3)		(4)	(5)	(6)
	標準突固め		せん断強度		圧縮性(%)		自然含水比	最適含水比	最大乾燥密度
	γ_{smax} (t/m ³)	w_{opt} (%)	c_{as} (kg/cm ²)	ϕ_{cu} (°)	1.4kg/cm ²	3.5kg/cm ²	w_n (%)	w_{opt} (%)	γ_{smax} (t/m ³)
GW	> 1.9	< 13	—	> 38	< 1.4	—	7~11	9~11	2.0~2.1
GP	> 1.8	< 12	—	> 36	< 0.8	—	7~12	7~10	1.9~2.1
GM	> 1.8	< 15	—	> 34	< 1.2	< 3.0	13~16	14~20	1.7~1.9
GC	> 1.8	< 15	—	> 31	< 1.2	< 2.4	10~17	13~16	1.8~1.9
SW	1.9	13	—	38	1.4	—	8~12	12~14	1.8~1.9
SP	1.8	12	—	36	0.8	—	9~11	12~13	1.9
SM	1.8	15	0.2	34	1.2	3.0	15~18	17	1.8
SM-SC	1.9	13	0.1	33	1.4	2.9	—	—	—
SC	1.8	15	0.1	31	1.2	2.4	15~18	15~16	1.8
ML	1.7	19	0.1	32	1.5	2.6	—	—	—
ML-CL	1.8	17	0.2	32	1.0	2.2	—	—	—
CL	1.7	17	0.1	28	1.4	2.6	—	21~23	1.5~1.6
OL	—	—	—	—	—	—	—	—	—
MH	1.3	36	0.2	25	2.0	3.8	—	—	—
CH	1.5	26	0.1	19	2.6	3.9	—	20~24	1.5~1.7
OH	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Pt	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注 1) (1), (2), (3)の欄は土質工学ハンドブック「統一分類法とフィルダム設計上の適性」の表を参考にして作成した。また
(5), (6)の欄は名神高速道路材料試験結果から作成した。

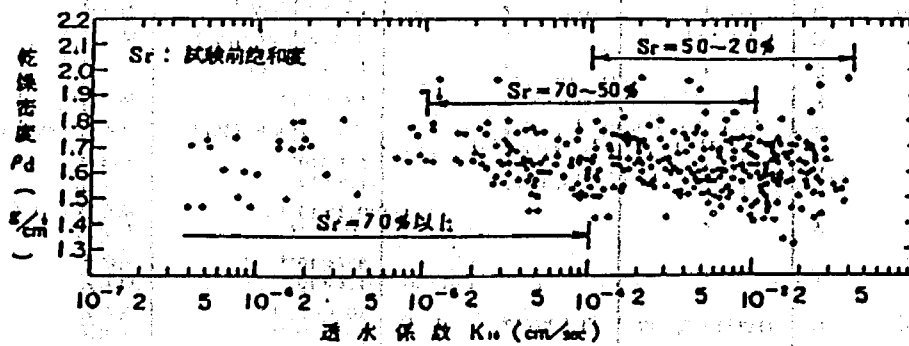
付表 - 6 (文献 21 より)

岩盤・地質の種類	場 所	測 定 法	透水係数 cm/s	備 考
未固結堆積物				
砂 礫 (段丘)	木曾川・坂 下	水 量 法	$(4-7) \times 10^{-3}$	$\lambda = 20-30\%$ として換算
砂礫, ローム混り (段丘)	鬼怒川・塩 谷	水 量 法 水 質 法	$10^{-3}-10^{-2}$ $10^{-3}-10^{-4}$	
河床砂礫	千曲川・黒 岡	ストレーナーオーガー 定 水 位 法	$10^{-3}-10^{-4}$	
砂礫, ローム混り (段丘)	・	・	$10^{-3}-10^{-4}$	
海苔に挟まれた砂礫層	小坂川・小 坂	横坑・定水位法	$(2-8) \times 10^{-4}$ $(5-9) \times 10^{-4}$	締まった部分 緩い部分
岩 盤				
風化凝灰岩 (第三系)	犀 川	立坑・NaCl	$(3-4) \times 10^{-4} *$	地 表 部 深さ約 10 m
軟質砂質頁岩 (第三系)	・	・	$2 \times 10^{-3} - 6 \times 10^{-4} *$	
風化花崗岩 (真砂状)	神戸川	立坑・NH ₄ Cl	$(10.0-1.3) \times 10^{-3} *$ $(1.8-0.7) \times 10^{-3}$	
風化石英斑岩	桑木川	・	$(11.9-1.7) \times 10^{-3} *$ $10^{-3}-10^{-4}$	
軟質凝灰岩	千曲川・黒 岡	ストレーナーオーガー 定 水 位 法	$10^{-3}-10^{-4}$	地 表 部 深さ約 6 m
風化輝緑凝灰岩	吉野川・穴 内	ストレーナー 水 量 法	$10^{-4}-10^{-5}$	
風化粘板岩・チャート互層 (古生層)	宇治川・喜撰山	オーガー 定 水 位 法	$10^{-4}-10^{-5}$ $10^{-4}-10^{-3}$	
風化粘板岩・チャート (古生層)	・	・	$(2-9) \times 10^{-4}$ $10^{-3}-10^{-4}$	
凝 灰 岩	小坂川・御 岳	横坑・定水位法	$(4-3) \times 10^{-4}$	Cl ₂ 層-D 層 デム左岸 デム右岸 Cl ₂ 層-C ₂ 層 第二デムCl ₂ 層-C ₂ 層
火 山 噴 出 物				
火山砕屑物	鬼怒川・土呂部	オーガー	$10^{-4}-10^{-5}$	深さ 5 m まで 深さ 5 m - 10 m
火 山 灰	中津川	・	10^{-4} $10^{-3}-10^{-4}$	
安山岩溶岩, 自破砕部 (古期)	小坂川・御 岳	立坑・定水位法	$(1-3) \times 10^{-3}$	
・ (新期)	・	・	$1.4 \times 10^{-3} - 8.9 \times 10^{-4}$	
破 砕 帯				
ホルンフェルス中 FL-3 幅約 80 m	梓 川・奈川渡	オーガー 定 水 位 法	10^{-3} 10^{-4} 10^{-5}	角礫状部 細かい角礫状部 粘土質礫
花 崗 岩 中 FR-1 幅約 9 m	・	・	$10^{-4}-10^{-5}$	粘土質
花 崗 岩 中 I, J, K 幅約 6 m	・	・	$7 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-4}$	
粘板岩・チャート中 (古生層)	宇治川・喜撰山	・	$(3-4) \times 10^{-4}$	第一デム
粘板岩・チャート中	宇治川・喜撰山	・	$1.1 \times 10^{-3} - 3.6 \times 10^{-4}$	第二デム
砂 岩 中 A	梓 川・水 殿	・	$3 \times 10^{-3} - 3 \times 10^{-4}$	粘土質
	B	・	$(2-8) \times 10^{-3}$	角礫質
	C	・	$4 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-4}$	粘土質
	D	・	$(3-6) \times 10^{-4}$	
	E	・	$(2-4) \times 10^{-4}$	粘土質
	F	・	$2 \times 10^{-3} - 8 \times 10^{-4}$	角礫質-粘土質
砂 岩 中 F	梓 川・鶴 伏	オーガー 定 水 位 法	5.1×10^{-4} 1.9×10^{-4}	角礫質 粘土質
	X	・	9.3×10^{-4} 2×10^{-3}	粘土質 角礫質
	Y	・	8.2×10^{-4} 1.4×10^{-4}	角礫質 粘土質
粘状チャート中 G	益田川・高 根	定 水 位 法	$10^{-3}-10^{-4}$ $10^{-4}-10^{-5}$	角礫質 粘土質

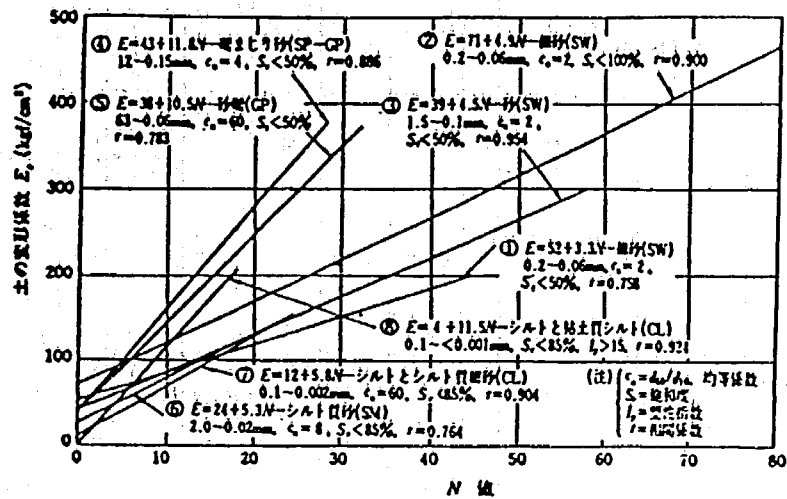
*印以外は見かけの透水係数



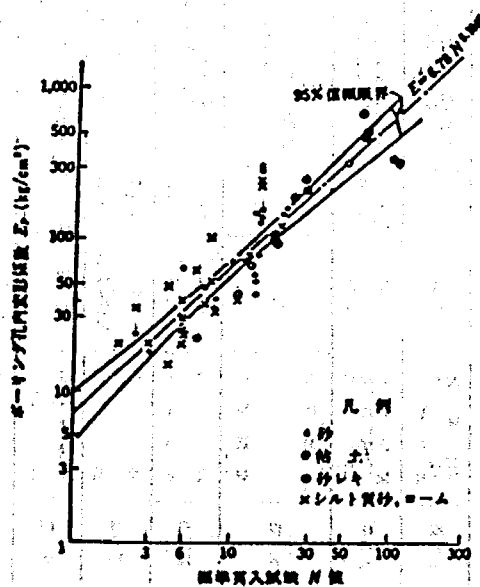
付図 - 1 (文献 18 より)



付図 - 2 (文献 25 より)



付図 - 5 (文献 22 より)



付図 - 6 (文献 22 より)

付表 - 9 (文献 14 より)

地名	材 質	比 重	含水率	せん断試験方法および条件	試 験 結 果		計 算 値					施 工 方 法
					$\rho_d(t/m^3)$ および e	せん断圧角	乾密度 (t/m^3)	湿密度 (t/m^3)	飽和密度 (t/m^3)	せん断圧角		
御尋代	花 崗 岩	2.62		外国の河砂	$\rho_d=1.8\sim2.0$		1.90	1.90	2.17	38°40'		引水 器立てシート3m
伏見	河 床 砂 礫	2.58		外国の河砂			2.20 1.65	2.31 1.65	2.38 2.04	41.7° 45°		
大井川	河 床 砂 礫	2.65		外国の河砂			1.80 1.80	1.85 1.85	2.11 2.11	35° 45°		器立てシート2~4m 自然圧
本 沢	砂 礫 粘 土 瓦 石			大型一面せん断 (2.5×2.5×0.6m)	$\rho_d=1.74\sim2.19$	32°40'~45°20'	2.08	2.12	2.32	35°		器立てシート2m自然
					$\rho_d=1.57\sim2.20$	34°15'~40°30'	1.90	2.00	2.18	35°		60cm 4層鋼筋=ラー
					$\rho_d=1.90$	50°	1.88	1.90	2.17	45°		自然圧
丸堂瀬	(粘 土 質 砂 礫) 河 砂	2.65		大型一面せん断 (2.5×2.5×0.6m)	$e=0.31\sim0.43$	41°~48°	1.80	1.90	2.12	33°		器立てシート
					$e=0.36\sim0.43$	43°~50°	1.75	1.80	2.09	33°50'		2m 以下
九郎電	河 砂 (粘 土 質 砂 礫)	2.60 2.70	1.1 ~3.0	大型一面せん断 (2.0×2.0×0.5m)	$e=0.22\sim0.35$	32°3'~39°	1.85	1.95	2.17	36°53'		器立てシート4m 以下
					$e=0.28\sim0.38$	42°~43°32'	1.80	1.85	2.11	38°		自然圧
水 道	砂 礫・瓦 石 河 砂	2.65		大型一面せん断 (2.0×2.0×0.35m)	$\rho_d=1.961(\text{値12})$	42°	1.75	1.80	2.08	35°		器立てシート1m
					$\rho_d=1.992(\text{値12})$	42°	1.75	1.80	2.08	36°53'		自然圧
					$\rho_d=1.896(\text{値12})$	43°32'	1.80	1.80	2.12	38°40'		自然圧
富田山	砂 礫 チャート	見かけ 2.66	見かけ 0.85	三軸 $\phi 30 \times A 60 \text{ cm}$ ($\phi 100 \times A 200 \text{ cm}$) ($\phi 10 \times A 20 \text{ cm}$)	$\rho_d=1.8\sim2.0$	43°~45° 33°~41°	1.90 1.80	1.91 1.82	2.20 2.11	上底 40° 下底 36°		器立てシート 上底 1~2m 下底 1m
下小島	砂 礫	3層間 2.57~2.64	3層間 0.45 ~1.71	大型三軸 $\phi 50 \times A 100 \text{ cm}$ (三軸 $\phi 30 \times A 60 \text{ cm}$) ($\phi 10 \times A 20 \text{ cm}$)	出資3層間 1.62~1.90	41°10'~43°10'	1.90	1.90	2.17	下底 41° 上底 40°		
新 庄	河 砂・瓦 石 チャート			大型一面せん断(上底2.5×2.5×0.6m) 下底3.3×2.5×0.6m)	0.3~0.6	41°~52.5°	細粒 1.80 粗粒 1.86	細 1.80 粗 1.86	細 2.13 粗 2.17	細 40° 粗 42°		器立てシート2m D-4 H プルドーザーに て1層圧
高 瀬	高粘性地質砂 砂・河砂・瓦 石 河 砂	インナー2.64 シェル アクター2.63 シェル		(安室角測定装置) 大型一面せん断(1.5m×1.5×0.6) 大型三軸 $\phi 30 \times A 60 \text{ cm}$			インナー2.00 シェル アクター2.00 シェル	インナー2.08 シェル アクター2.08 シェル	インナー2.27 シェル アクター2.27 シェル	インナー0.839 シェル アクター0.900 シェル		鋼筋=ラー 13.5t
七 倉	河 上	インナー2.64 シェル アクター2.64 シェル		河 上			インナー1.95 シェル アクター1.93 シェル	インナー2.01 シェル アクター1.97 シェル	インナー2.21 シェル アクター2.20 シェル	インナー0.810 シェル アクター0.90 シェル		鋼筋=ラー 13.5t
白 川	安 山 岩	2.566	3.6	大型一面せん断(上部可動) (150×150×60cm)	$\rho_d=1.5$	44°25'	1.80	1.80	2.10	40°		鋼筋=ラー 8.2t 3層以上
大 電	粘 土 質 砂 礫 河 砂	見かけ 2.53~2.112	1.45	大型一面せん断 (2.50×1.50×0.45m)	$\rho_d=1.9$	34°~30° 40°	1.90	1.900	2.200	38°		引き出しブルドーザー 4層圧

付表 - 10 (文献 17 より)

No.	地名	付 註	比 重	12 度 風 成 (%)				通 水 係 数 (cm/sec)			備 考
				最大粒径 (mm)	-0.074 (mm)	-4.8 (mm)	-15 (mm)				
1	高 瀬	風化岩 河床砂れき	2.64 2.63	300 300	8 3	74 45	83 52	52 72		6×10^{-3} 3×10^{-3}	
2	手 取 川	砂れき	2.64	200	4.5	30.1	46	68		$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
3	阿 波 川	河床砂れき	2.70	200	2	22	37	75			
4	九 郎 川	河床砂れき	2.70	200	0~18	15~48	25~80	40~100			
5	志 保 川	河床砂れき 河床砂れき 河床砂れき	2.57	200	4.7	25.2	40.9	58.5	-76.2mm 80.2	3.3×10^{-3}	ストラクチャール場および橋立現場における付 属試験値の平均
6	七 小 川	砂れき	2.64	300	5	52	65	79		3×10^{-3}	
7	下 小 川	砂れき	2.64	300	4	37	51	66		6×10^{-3}	
8	下 小 川	砂れき	2.52~2.62	300	13	28	38	59	トランジション①	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$	
9	魚 野 川	本流河床砂れき	2.65	200	3	27	54	80		$1 \sim 3 \times 10^{-3}$	
10	魚 野 川	砂れき	2.50 2.59	200 300	5 0	26.3 13	45 30	67 53	細粒フィルター 用紙	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$	
11	魚 野 川	砂れき	2.61	200	4	35	60	80		$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
12	魚 野 川	河床砂れき	2.61	200	3	26	46	58	-60 70	10^{-3}	
13	魚 野 川	河床砂れき	2.64~2.76	150	0.5	27	50	73		$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
14	三 重 川	河床砂れき	2.66	200	3.8	20.0	—	—		1×10^{-3}	管理試験の平均値
15	三 重 川	河床砂れき	2.60	200	9	31	56	85	細粒フィルター 用紙	1×10^{-3}	
16	大 白 川	河床砂れき	2.65	200	4	15	30	48	細粒フィルター 用紙	1×10^{-3}	
17	大 白 川	河床砂れき	2.65	200	3	30	44	82	細粒フィルター 用紙	1×10^{-3}	
18	喜 良 山	砂れき	2.57~2.59	200	20	42	70	96	細粒フィルター 用紙	1×10^{-3}	
19	喜 良 山	砂れき	2.57~2.59	400	5	17	36	62	細粒フィルター 用紙	1×10^{-3}	
20	喜 良 山	砂れき	2.70	76	0~30	40~75	—	—	フィルター トランジション		
21	喜 良 山	砂れき	2.70	152	—	30以下	—	—			
22	喜 良 山	砂れき	2.72	150	-0.074 9.0	-4.8 28.0	-15 45.0	-60 85.0		$2.6 \times 10^{-3} \sim 2.3 \times 10^{-4}$	
23	明 神 川	風化花崗岩	2.60	9.52	4.2	70	100	100		$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
24	二 重 川	河床砂れき	2.75	—	-0.074 3	-4.8 24	-15 38	-60 77		$9 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$	
25	大 白 川	河床砂れき	2.61	60	—	35	65	96			
26	大 白 川	河床砂れき	2.65	4.76	4.2	80	100	100		$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
27	金 内 川	風化片岩	2.75	200	4	23	40	60		$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
28	油 谷 川	砂れき	2.72	300	5.2	24.3	48.6	71.9		5.1×10^{-3}	
29	油 谷 川	河床砂れき	2.67	100	—	42	56	68	-60 81	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	
30	本 流 川	河床砂れき	—	150	3	—	—	—		1×10^{-3}	主として選別された河床砂れきを用いた
31	多 良 川	河床砂れき (石灰岩質花崗岩)	2.45	350	9	15	28	50			
32	内 谷 川	砂れき	2.75	300	6.1	25.8	49.1	72		1.6×10^{-3}	

付表 - 1 1 (文献 2 4 より)

岩 種	岩 級	地 元 比 重 ρ_s				吸 水 率 $Q_s(\%)$				一軸圧縮強度 $f_c(\text{kgf/cm}^2)$				均 等 保 圧 σ_c				60 % 粒 径 $\Delta_{60}(\text{mm})$				30 % 粒 径 $\Delta_{30}(\text{mm})$			
		頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min
粘 土 岩	B																								
	C ₁	15	2.586	2.585	2.583	15	2.60	2.08	1.70					15	3.8	3.8	2.8	15	36.0	33.5	31.9	15	20.6	18.1	16.5
	C ₂	6	2.600	2.600	2.600	10	1.50	1.06	0.80	4	160	160	160	10	3.0	2.3	1.6	10	61.0	60.4	60.0	10	58.0	46.0	38.0
	C ₃					4	2.67	2.67																	
	D																								
片 岩	B									3	944	944	944	3	20.0	20.0	20.0	3	64.0	64.0	64.0	3	20.0	20.0	20.0
	C ₁	42	2.825	2.717	2.680	38	0.90	0.74	0.60					42	8.5	3.8	3.1	42	50.0	44.3	39.5	42	30.0	25.9	21.0
	C ₂	38	2.620	2.601	2.551	38	3.10	2.28	1.70					38	80.0	22.1	9.4	38	29.5	17.8	10.0	38	8.70	6.11	2.00
	C ₃	3	2.560	2.560	2.560	3	2.73	2.73	2.73	3	500	500	500	3	21.1	21.1	21.1	3	25.4	25.4	25.4	3	7.00	7.00	7.00
	D																								
片 麻 岩	B																								
	C ₁					17	1.23	1.12	1.10																
	C ₂					13	1.23	1.23	1.23																
	C ₃	15	2.680	2.680	2.680	18	1.30	1.30	1.30	18	1.250	1.250	1.250	18	30.0	30.0	30.0	18	40.0	20.8	17.0	18	5.00	4.83	4.80
	D					3																			
花崗岩 ファルス	B																								
	C ₁																								
	C ₂																								
	C ₃																								
	D																								

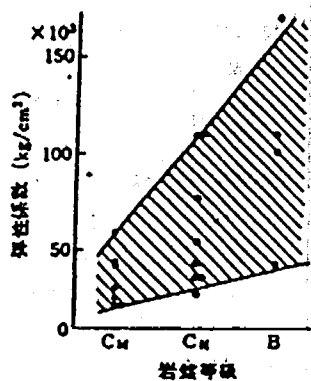
付表 - 1 2 (文献 2 8 より)

地名	国名	岩石名	試験地点	静的弾性係数 (kg/cm ²)	試験法	動的弾性係数 (kg/cm ²)	同位相, 動的E (kg/cm ²)	動的E 静的E
Rappode	ドイツ	粘板岩	河底	7×10 ⁸	ジャッキ	190×10 ⁸	3	>10
Sylvenstein	ドイツ	ドマイト	右斜面 左	71~146 ×10 ⁸	ジャッキ	850 4100	40~160	12~3.8
Limberg	オーストリア	石灰岩	斜面 ギララリー	40~150 ×10 ⁸	ジャッキ	210~530 302~582	6~26	5.2~3.6
Specheri	イタリア	石灰岩	両斜面 右斜面	600×10 ⁸	ジャッキ	550 465	—	1.0
Piev di Cadore	イタリア	石灰岩	右斜面 左	35×10 ⁸ (グラウト52)	水室法	250~515 210	12	10~7
Val Gallina	イタリア	石灰岩	右斜面 左	50~25×10 ⁸ 39×10 ⁸	・	185 175	15	7.4~3.7 4.5
Vajont	イタリア	石灰岩	上斜面 下	40~50×10 ⁸ 120×10 ⁸	・	330~460 314~1400	24 40	9~6 <11
Mae	イタリア	石灰岩	河床 右斜面 左	85×10 ⁸ (グ) 65×10 ⁸ (グ)	・	870 310 260	20	3.7 4
Fedaia	イタリア	石灰岩	右斜面 左	75×10 ⁸ (グ)	・	385 395	25	3.2
Ambiesta	イタリア	石灰岩	右斜面 左	125×10 ⁸ (グ)	・	325 250	12	2.6
Beauregard	イタリア	黒母片岩 ドマイト	右斜面 左(自然) 左(グ)	180×10 ⁸ 40~70×10 ⁸	・	850 30~150 95~220	30 20	4.7 1.2~2.4
Forte Basso	イタリア	石英斑岩		60×10 ⁸	・	320	30	3.3
Giovaratto	イタリア	片麻岩		215×10 ⁸	・	850	30	4.0
Pertusillo	イタリア	砂岩		20×10 ⁸	・	250	8~15	12~5
Mulgargia	サルジニア	砂岩, 粘板岩		45×10 ⁸	・	750	12	16.6
Flestiniog	イギリス	シルト岩	ギララリー	190×10 ⁸	・	465~675	35	3.5~1.3
Ferrera	スイス	片麻岩		300×10 ⁸	・	420	25	1.4

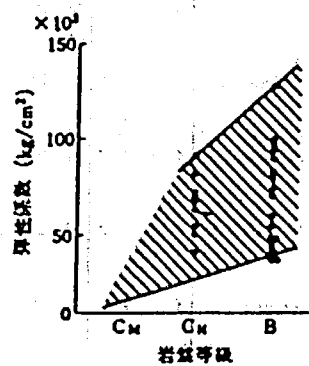
付表 - 1 3 (文献 2 8 より)

(a)				
岩 質	地点	E _s 静的弾性係数 (kg/cm ²)	E _{d10} 動的弾性係数 (kg/cm ²)	E _s /E _{d10}
凝 灰 岩	4-L	100~160×10 ⁸	230~250×10 ⁸	0.54
・	4-R	100×10 ⁸	120~130×10 ⁸	0.80
・	3-R	30~35×10 ⁸	50~60×10 ⁸	0.59
・	3-L	180~240×10 ⁸	270~290×10 ⁸	0.75
粘 板 岩	2-L	150~160×10 ⁸	220~250×10 ⁸	0.66
・	1-R	90×10 ⁸	110~125×10 ⁸	0.77
(b)				
岩 質	地点	E _{d10} (kg/cm ²)	E _{sh} 超音波弾性係数 (kg/cm ²)	E _{d10} /E _{sh}
凝 灰 岩	4-L	230~250×10 ⁸	340×10 ⁸	0.71
・	4-R	120~130	335	0.37
・	3-R	50~60	274	0.20
・	3-L	270~290	325	0.86
・	2-L	220~250	395	0.60
・	1-R	110~125	391	0.30

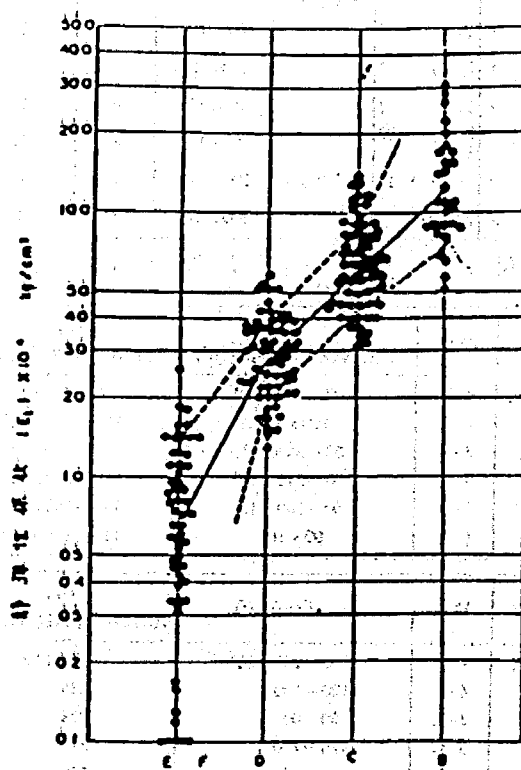
(G A O C 編 号) 9 - 附 冊



付図-7 (文献21より)



付図-8 (文献21より)



付図-9 (文献30より)

付表-14 (文献28より)

岩石名	タイプ	ポアソン数
花崗岩	Quincy, Mass	3.0
花崗岩	Rockport, Mass	3.2
ノーライト	Sudbury, Canada	3.7
石灰岩	Northwest, Persia	3.0~3.5
石灰岩	South, Germany	2.6
石灰岩	" , "	3.1
砂岩	" , "	3.8
石灰岩(層状)	Kauner Valley, Tyrol	3.0
粘板岩	Osage County, OKI.	3.5
砂岩	Upper Bavaria	3.6~4.1
鉄鉱石	東フランス, 地下 200m	3.0~3.9

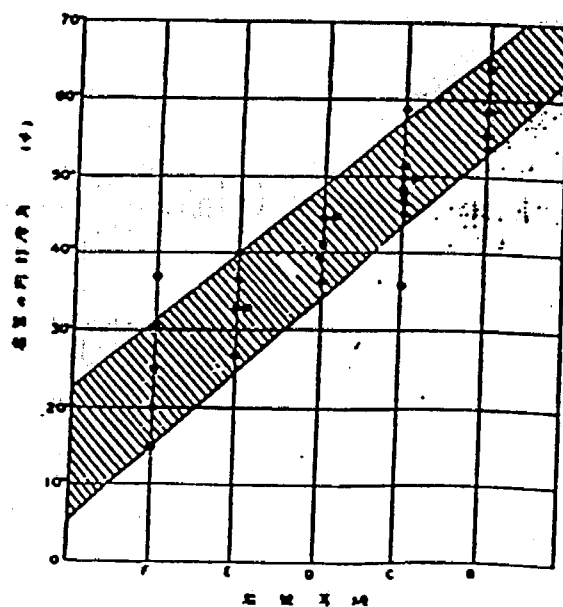
付表-15 (文献29より)

等級区分	せん断強度	
	内部摩擦角(度)	粘着力(kg/cm ²)
B	52	33
C _u	52	20
C _m	52	10
C _L	45	6

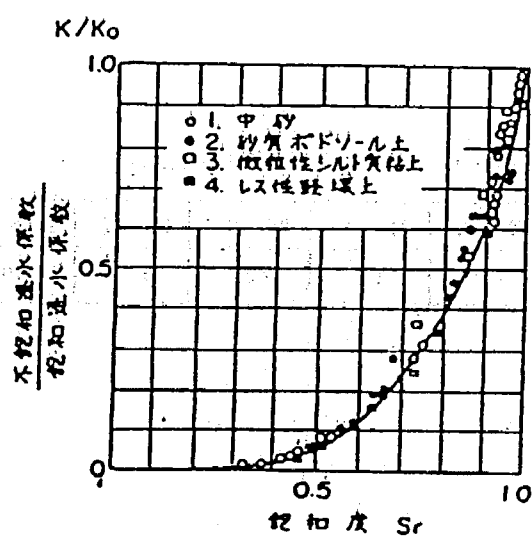
等級区分	地質(主な岩石)	岩盤の風化・変質の状況	割れ目の間隔	割れ目の状態
A	チャート 砂岩	新鮮。堅硬岩全く風化せず。	50cm以上	完全密着 シーム全くなし
B	チャート 砂岩	新鮮。堅硬岩。ハンマーでは割れない程度の硬さ	平均 20~50cm	完全密着 シームはほとんど含まない。
C	C _u チャート 砂岩 粘板岩	新鮮。堅硬岩。割れ目沿いに、わずかに風化変質。ハンマーでは割れない程度の硬さ	平均 10~25cm	完全密着。シームわずかに挟む。 節理沿いにわずかに風化変質
	C _m チャート 砂岩 粘板岩	割れ目沿いに風化変質 一部粘土が付着	平均 5~10cm	密着。不連続な幅 1cm 以下の粘土 シームを局部的に挟む。侵入粘土あり。
	C _L 粘板岩 砂岩 (チャート)	割れ目沿いに風化変質が進む。ハンマーで小岩片になる。節理沿いの強風化帯沿いのクラッカーゾーン	平均 3~10cm	間隔 5cm 以下の開口状のものが多い。連続性の良い幅 2cm 以下のシームを局部的に挟む。侵入粘土あり。
D	粘板岩 砂岩 (チャート)	岩塊は完全に風化変質 断層破砕帯。強風化帯	3cm以下	完全開口。多量の粘土を挟む。

付表 - 1 6 (文献 2 4 より)

岩 種	岩 数	飽 和 比 重 ρ_s				吸 水 率 Q (%)				一軸圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)				均 等 係 数 U_c				60 % 粒 径 D_{60} (mm)				30 % 粒 径 D_{30} (mm)			
		頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min	頻度	max	ave	min
河 床 砂 礫	B	8	2.546	2.485	2.364	8	4.07	3.19	2.30	4	1200	1200	1200	8	64.3	32.8	16.7	8	45.0	37.5	30.0	8	9.50	8.25	7.00
	C _M	8	2.700	2.700	2.700	8	1.10	1.10	1.10	8	1800	1800	1800	8	18.0	18.0	18.0	8	18.0	18.0	18.0	8	5.40	5.40	5.40
	C _M																								
	C _L																								
	D					3	6.30	6.30	6.30					3	900.0	900.0	900.0	3	27.0	27.0	27.0	3	3.80	3.80	3.80
礫 岩	B																								
	C _M																								
	C _M	9	2.700	2.660	2.630	9	3.60	2.84	1.70	9	900	787	600	9	30.0	29.6	29.0	9	29.0	22.3	17.0	9	10.0	7.1	4.8
	C _L																								
	D																								
砂 岩	B									7	800	800	800	7	11.3	7.8	4.8	7	77.0	48.4	27.0	7	42.0	23.3	9.3
	C _M	41	2.690	2.630	2.580	59	11.53	3.61	0.30	28	1230	866	210	59	13.8	8.5	3.8	59	83.0	41.0	14.5	59	53.0	20.4	6.0
	C _M	14	2.580	2.574	2.550	14	1.92	1.47	1.19	6	700	700	700	14	28.6	13.5	7.5	14	60.0	30.9	20.0	14	15.5	9.8	5.8
	C _L	3	2.620	2.620	2.620	3	1.92	1.92	1.92					3	7.5	7.5	7.5	3	32.0	32.0	32.0	3	12.0	12.0	12.0
	D																								
頁 岩	B																								
	C _M																								
	C _M	3	2.590	2.590	2.590	3	2.05	2.05	2.05					3	8.6	8.6	8.6	3	15.0	15.0	15.0	3	6.00	6.00	6.00
	C _L																								
	D																								
石 灰 岩	B																								
	C _M																								
	C _M																								
	C _L																								
	D																								
チ ャ ー ト	B																								
	C _M	8	2.610	2.610	2.610	17	7.20	1.71	0.40	17	950	801	639	17	12.0	7.5	6.6	17	60.0	45.2	18.0	17	24.0	16.1	6.0
	C _M																								
	C _L																								
	D																								



付図 - 1 0 (文献 3 0 より)



付図 - 1 1 (文献 2 7 より)

Table 1.1. Relationship between K/K_0 and S_r

K/K_0	S_r
0.0	0.0
0.1	0.1
0.2	0.2
0.3	0.3
0.4	0.4
0.5	0.5
0.6	0.6
0.7	0.7
0.8	0.8
0.9	0.9
1.0	1.0

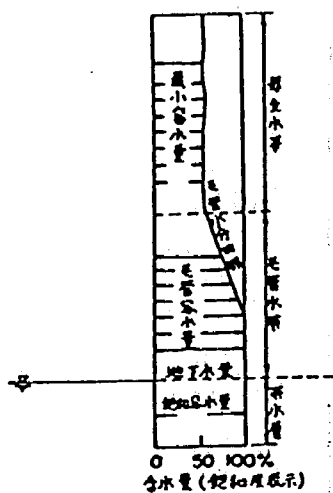


図-1 土中の保水状態
(文献 27)

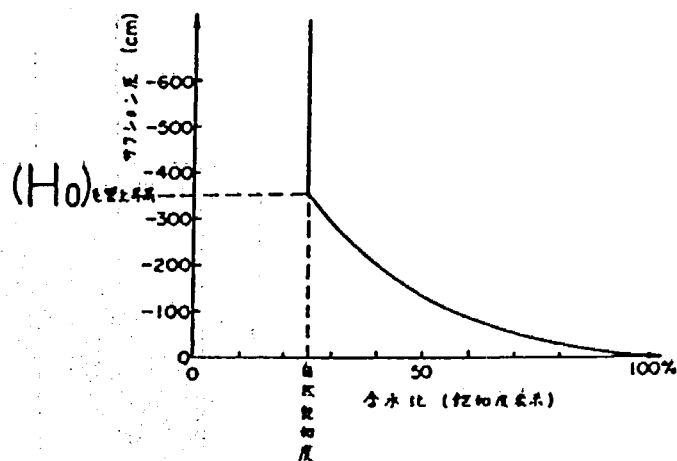


図-2 サクション圧と含水比の関係の推定
(文献 27)

表-1 Keenによる理論毛管上昇高 (文献 27)

土 壌 名	細レキ	粗 砂	細 砂	微 砂	細微砂	粘 土
毛管上昇高 (cm)	10	45	225	937	4,500	4,500 以上

表-2 Polubarinova - Kochina
による毛管上昇高 (文献 27)

土 の 性 質	毛管上昇高 (cm)
粗 い 砂	2 ~ 5
砂	12 ~ 35
細 砂	35 ~ 70
シルト	70 ~ 150
粘 土	200 ~ 400 以上

東乙原法面防災調査報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2340号

昭和61年3月(1986)

急傾斜地崩壊研究室 浅井涌太郎

仲野 公章

千葉 淳

要旨 国道156号線東乙原地区の沿道斜面では、昭和51年9月の台風17号に伴う豪雨により斜面上部に亀裂が発生したため、のり棒工や抑止アンカー工等による防災対策がなされた。この防災工の機能を評価する目的で降雨の浸透および斜面の安定度に関するシミュレーションを実施した。降雨時の斜面内水圧分布を把握する為には、FEMによる飽和・不飽和の浸透流解析手法を用いた。また、斜面の安定度解析には地盤の不連続面を表現できる剛体パネモデル(RBSM)による解析手法を用いた。

上記手法を用いて解析を行った結果、通常考えられる降雨に対しては、既に実施された防災工事により、極めて危険な状況は、予想しがたいと考えられる。しかしながら、昭和51年の台風時の集中豪雨のような降雨の場合斜面中腹部において破壊にはいたらないが、地表近くに達する可能性のあるクラックが予想される結果を得た。

キーワード：斜面安定、降雨、アンカー、浸透、切り取り斜面。

郵便はがき

は40円
切手を
貼って
下さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

急傾斜地崩壊研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2340号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印