

5) 地下水位及び試験水路内の水位

i) 地下水位

一般に掘削による間隙水圧の変化は、図4. 1. 20に示される様に起こると考えられているが、斜面安全解析の条件として与える地下水位は安全側を考慮し現地盤標高と同じと想定する。

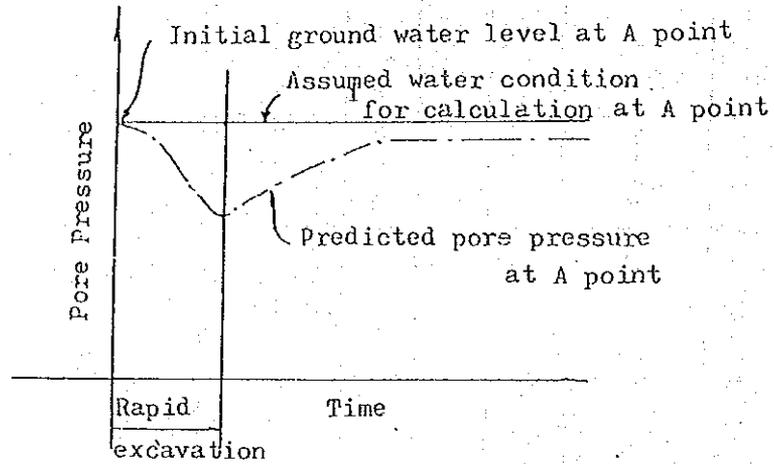


図4. 1. 20 地下水位の変化

ii) 試験水路内の水位

斜面安定解析に用いる試験水路内の水位は、安全側を考慮して図4. 1. 21に示す様に、掘削と同時に掘削面まで下がると想定する。

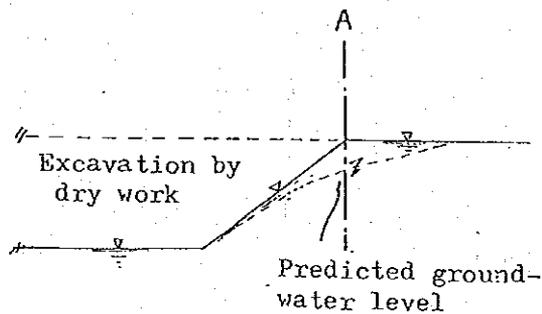


図4. 1. 21 試験水路内の水位

6) 解析結果及び斜面勾配の決定

i) 無処理断面

無処理断面における予備解析結果は、表4.1.8及び図4.1.22に示す通りである。

本解析結果と過去の軟弱地盤における水路掘削による斜面の崩壊例の聞き取り調査結果を比較すると、掘削による原地盤の強度低下と強度異方性を考慮した場合の解析結果が、よく実情に合うと判断された。

従って、無処理断面の斜面勾配の決定は、原地盤の掘削による強度低下と強度異方性を考慮した解析結果を参考して行うこととする。

試験水路の深さは、本水路建設の目的を考え、4 mとすることが望ましく、他方、過去の水路掘削に於ても掘削深が4 mを越える場合に斜面崩壊を起すと言われている。

従って、試験水路の深は4 mと決定する。

以上より、水路深さを4 mとし、短期安定性検討断面勾配を1 : 4、長期安定性検討断面勾配を1 : 6と決定する。

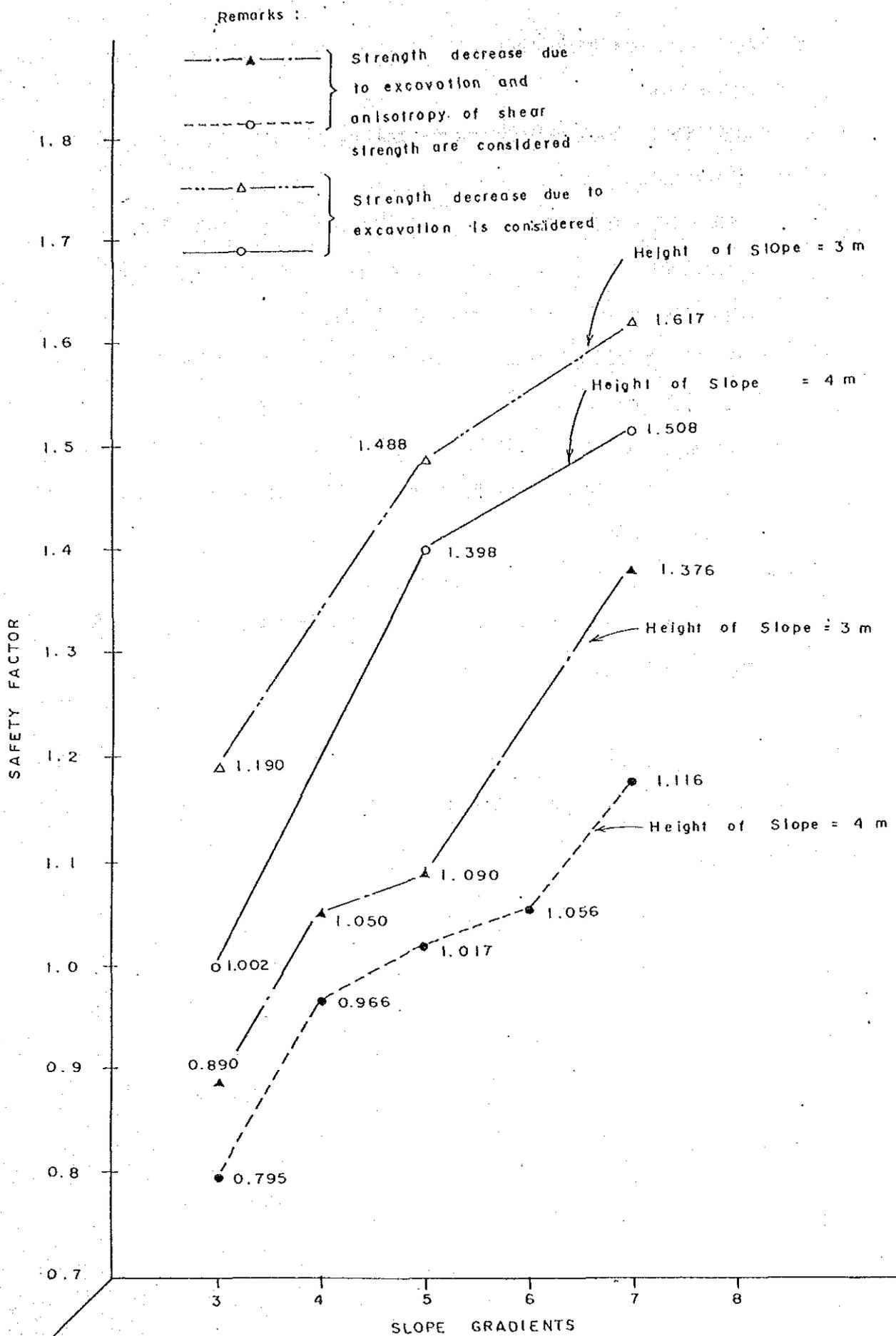


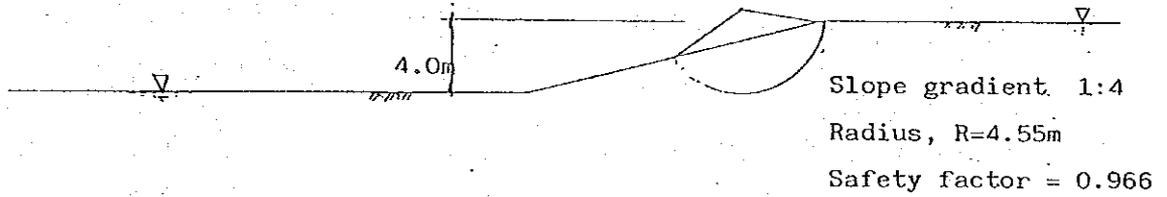
図 4. 1. 22 無処理断面の予備解析結果

表 4.1.8 無処理断面の子備解析結果

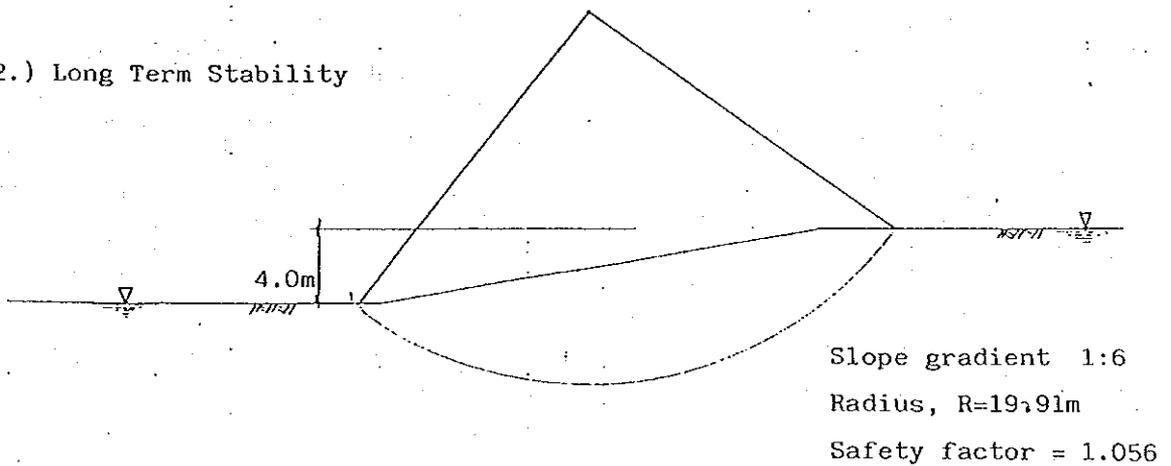
4 m掘削の場合

Slope Gradient	Minimum Safety Factor
1 : 3	0.795
1 : 4	0.966
1 : 5	1.017
1 : 6	1.056
1 : 7	1.116

1.) Short Term Stability



2.) Long Term Stability



Minimum Safety Factors of Non-treatment Slopes

ii) 改良断面

a) ソイルセメントコラムによる改良断面

前述の通り、本工法による地盤改良は国道側の水路斜面の安定を確保する為に行う。斜面勾配は無処理短期安定性検討断面の勾配より若干急勾配に設定し、1:3とする。

本工法を用いた安定解析結果は、深いすべり、中位のすべり及び浅いすべりに対し、図4. 1. 23及び表4. 1. 9に示す通りである。

これらより、ソイルセメントを用いた改良地盤では、試験水路の斜面及び国道に対して安定であると言える。

b) サンドコンパクションパイル及びグラベルコンパクションパイルによる改良断面

本工法の改良効果については、パイル自身の強度及び周辺地盤の乱れ状況によって異ってくる。本予備設計では、設計パラメーターを推定で行った為、改良効果については不確定な要素が多い為、斜面勾配は無処理短期安定性検討断面と同じ1:4を採用し、施工後の挙動を観測することによりその改良効果を判定することとする。

また、設計パラメーター及びパイルの出来上り径については、本施工前に行う試験施工により確認し、必要があれば設計変更を行うものとする。

サンドコンパクションパイルによる改良断面の安定解析結果は、図4. 1. 24及び表4. 1. 10に示す通りである。

尚、グラベルコンパクションパイルによる改良断面の安定解析は、内部摩擦角はサンドコンパクションパイルより大きくなると予想される為、省略した。

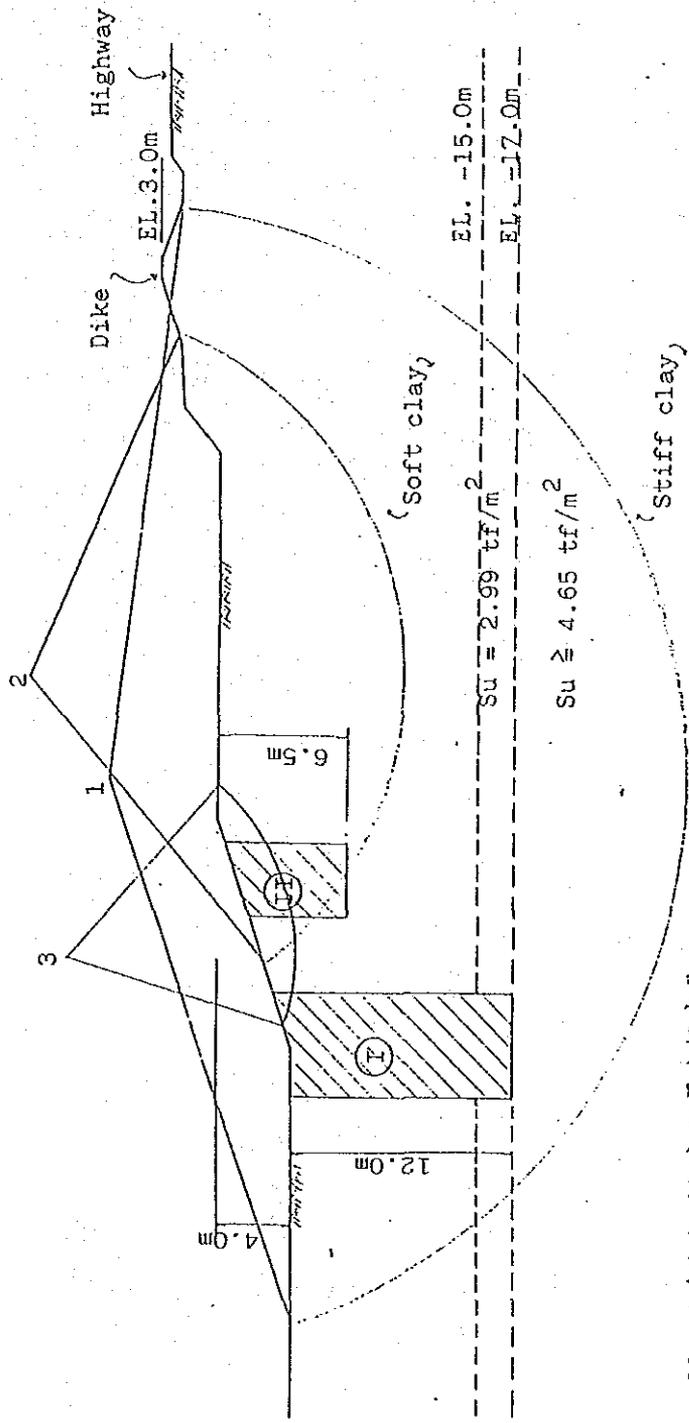


図 4. 1. 23 ソイルセメントコラムによる改良断面の子備解析結果

表 4. 1. 9) ソイルセメントコラムによる改良断面の子備解析結果

Location of slip circles	Minimum safety factor	Slip circles		Remarks
		Radius (m)	Center	
1. Deep slip circle	1.277	31.25	53.75, 21.25	
2. Medium slip circle	1.579	20.00	60.00, 25.00	
3. Shallow slip circle	6.416	12.30	45.00, 25.00	

Internal friction angle
of sand compaction pile ; $\phi = 30$

Strength increase ratio
of clay ; $\Delta C/\Delta P = 20\%$

Improved volume ratio ; $A_{ss} = 0.1$

Improved zone ;

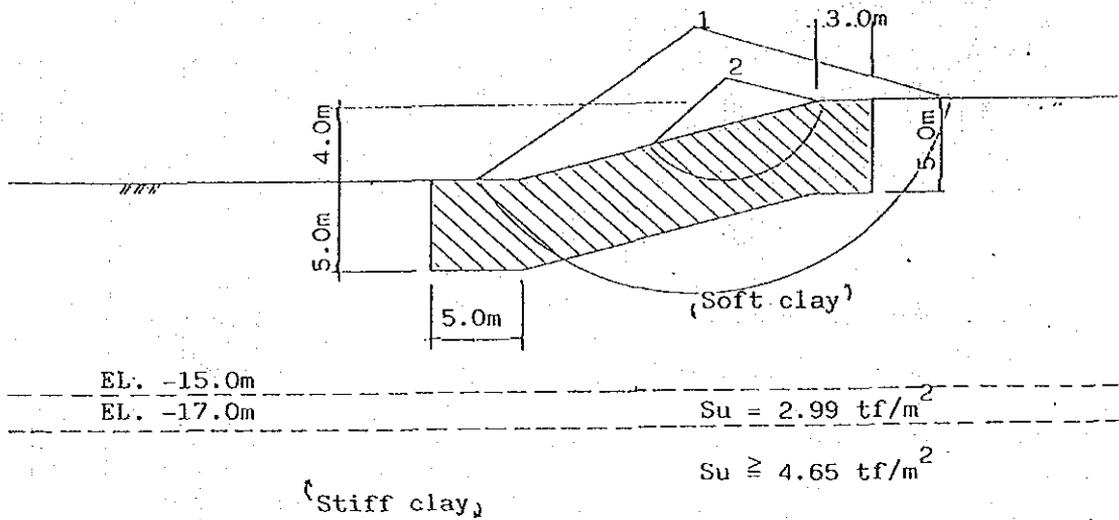


図 4. 1. 24 サンドコンパクションパイルによる改良断面の予備解析結果

表 4. 1. 10 サンドコンパクションパイルによる改良地盤の予備解析結果

Location of slip circle	Minimum safety factor	Radius of circle
1. Medium slip circle	1.280	13.95m
2. Shallow slip circle	1.279	5.35m

表 4. 1. 11 予備解析結果の総括表

Type of slope and condition	4.0 m					3.0 m				
	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7
Non-treatment slope structure	1.002	—	1.398	—	1.508	1.190	—	1.488	—	1.617
	0.795	0.966	1.017	1.056	1.116	0.890	1.050	1.090	—	1.376
Improved slope structure	—	0.997	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	1.279	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Soil cement columns	1.277	—	—	—	—	—	—	—	—	—

7) 試験水路の斜面の配置計画

予備解析結果及び概略工事費の比較検討を踏まえた上、プロジェクトサイトの現況を考慮し、試験水路の斜面を図4. 1. 25に示す様に配置する。

尚、サンドコンパクションパイルとグラベルコンパクションパイルのうち、本工事に採用する工法の決定は、試験施工の結果を踏まえた上、経済性を考慮し行うものとする。

TO SAMUT PRAKAN

HIGH WAY

2.123

1.983

1.732

TO KONGSAN 1.528

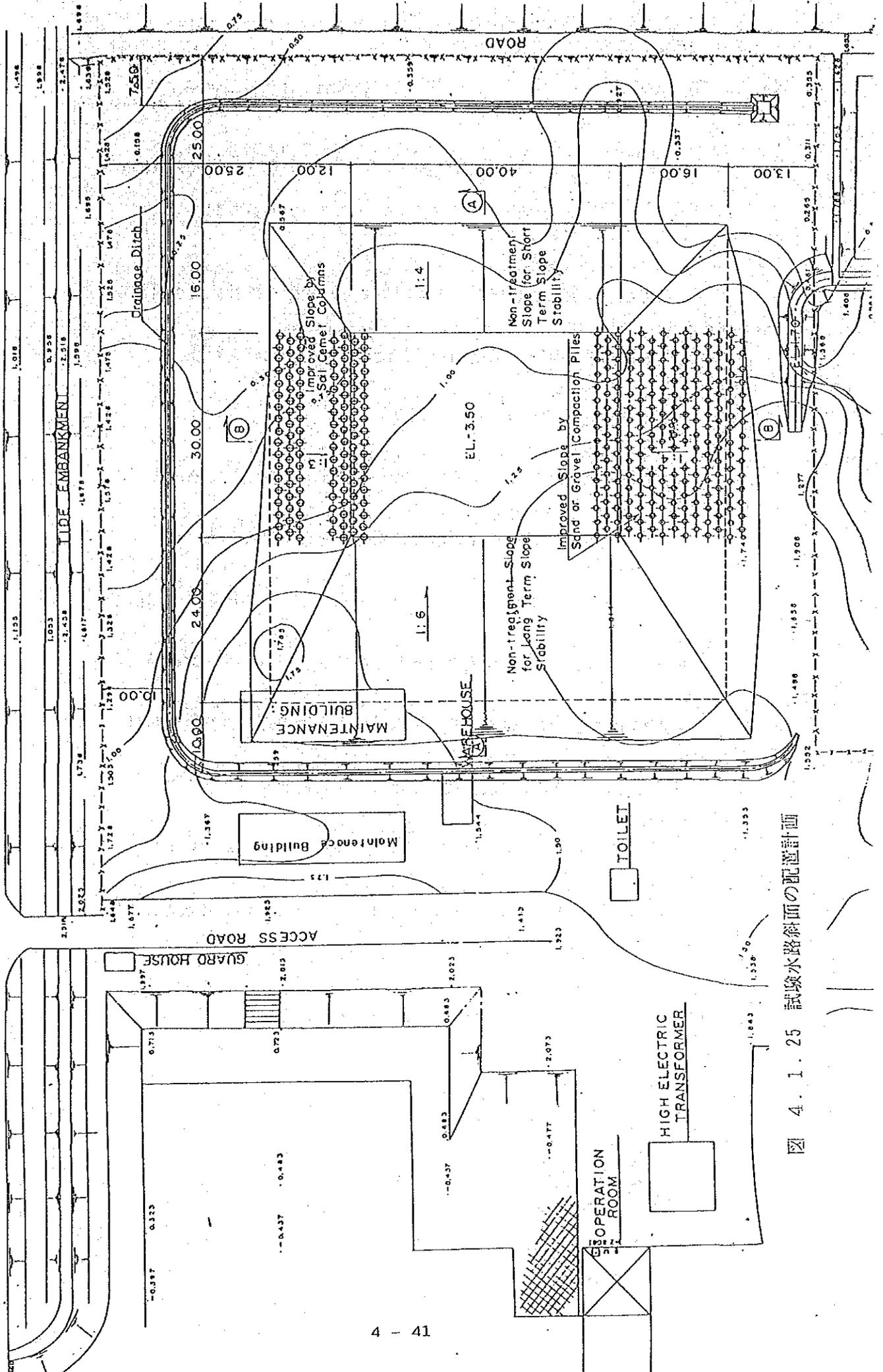


図 4. 1. 25 試験水路斜面の配置計画

4-2 円弧すべり面による斜面安定解析

斜面安定計算については、すでに4-1でボーリング孔No.1のデータ及びフィールドベーン試験結果(FV-1)より設計強度を求めて計算を実施した。

ここでは、土質調査結果がすべて収集できた段階で設計数値を再決定し、安定解析を実施して当初設計した斜面勾配の確認を行う。

1) 解析モデルと設計パラメータの算定

解析モデルについては、すでに4-1の4)で決定した断面モデルを用いて計算を実施し、設計断面の妥当性を確認することにした。

また、設計パラメータについては、3章の3-3の結果より深度方向分布の物性値、つまり塑性指数PI及びフィールドベーン試験による非排水強度SU(FV)を以下に示すように求め、設計数値SU^{*}を決定した。非排水強度に関しては4-1と同様、フィールドベーン試験値を用い、K。三軸圧縮試験によるC'、 ϕ' については、前回の結果と直接比較できないので今回もこれについての検討は省略した。

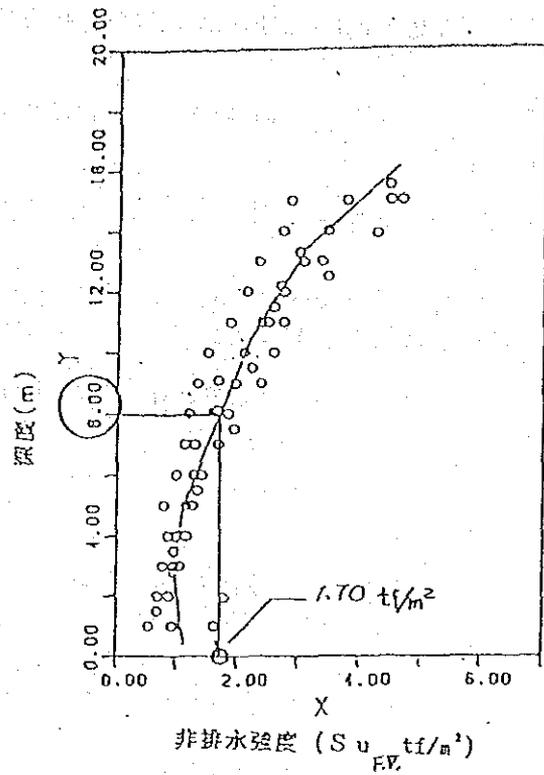
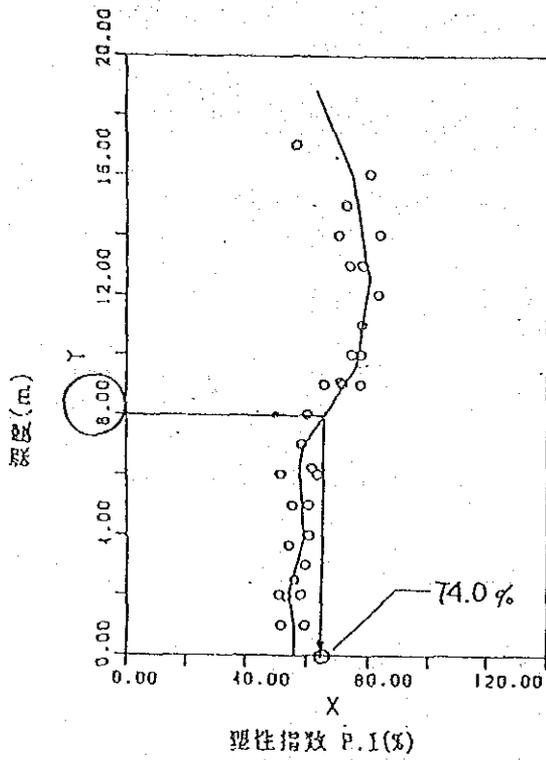
以下に設計パラメータの決定について示す。まず、塑性指数PIの地盤モデルに対応した深度毎の代表値を図4.2.2に示すように決定した。

当初、回帰式による当てはめを考えたが、必ずしも地盤特性を表しているとは思われなかったため、塑性指数PI値は平均値を採用している。

次に求めたPI値からBjerrumの補正係数曲線によってフィールドベーン試験による非排水強度の補正係数 μ_A を表4.2.1のように決定した。これらの値を4-2で決定したPI及びBjerrumの補正係数と比較すると、表層付近の非排水強度値より1.20 tf/m²とやや小さい他は、ほとんど大差ないと考えられる。次に強度低減率 μ_B を4-2と同方法で求め、設計非排水強度 SU^* ($=\mu_A \cdot \mu_B \cdot SU$)を算出した。

2) 解析モデルの決定

解析モデルは、4-1の図に示したものと同一断面を用いる。また、その地盤構成、塑性指数、Bjerrumの補正係数 μ_A 及び設計非排水強度 SU^* 、さらに対策工法の体積置換率ASS等については、図4.2.3~8に示すとおりである。これらの条件で無処理短期安定問題斜面及び無処理長期安定問題斜面、サンドコンパクション工法処理斜面、ソイルセメント処理斜面について解析を実施した。



PI = 74.0

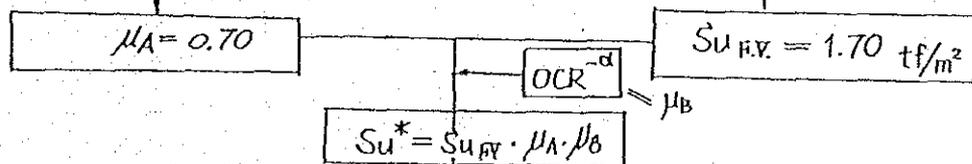
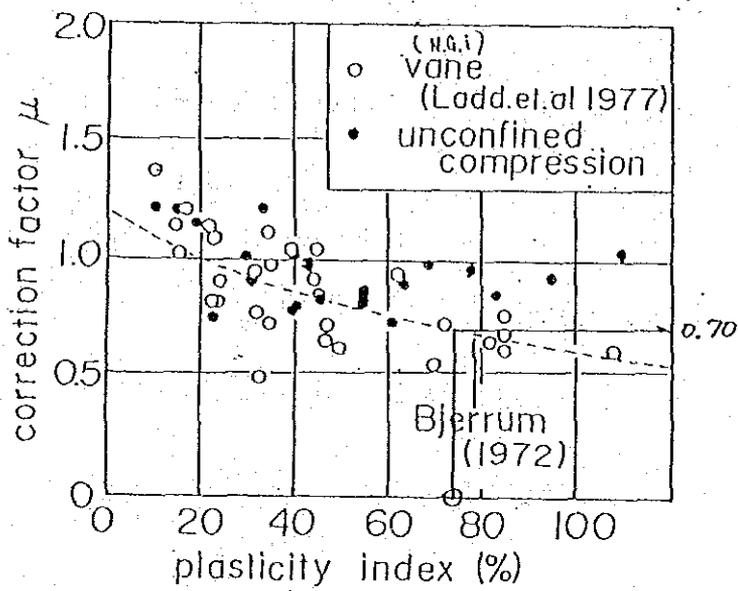


図 4.2.1 非排水強度の決定フローチャート

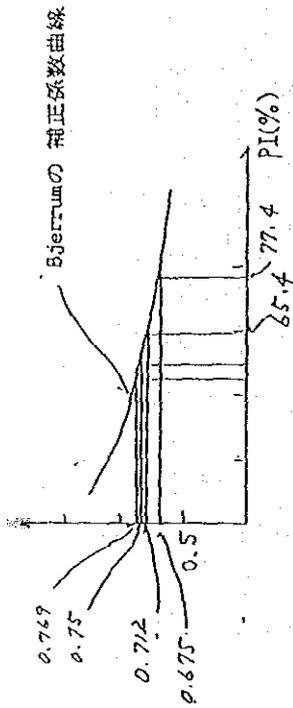


表 4.2.1 斜面安定解析パラメータ

EL. (m)	layer	PI	μA	Remark
0.0	⑨	55	0.83	
-1.0	⑧	55	0.83	
-3.0	⑦	58.8	0.738	
-5.0	⑥	59.8	0.728	
-7.0	⑤	64.4	0.71	
-9.0	④	73.5	0.7	
-11.0	③	79.2	0.581	
-13.0	②	77.2	0.593	
-15.0	①	73.4	0.701	

EL. (m)	Layer	$\sigma' \Delta m$	rt	Su
0.0	Layer ⑨	2.5	1.47	1.2
-1.0	Layer ⑧	2.5	1.47	1.14
-3.0	Layer ⑦	2	1.47	1.04
-5.0	Layer ⑥	4	1.47	1.27
-7.0	Layer ⑤	4.5	1.44	1.68
-9.0	Layer ④	7	1.4	2.08
-11.0	Layer ③	7.2	1.41	2.62
-13.0	Layer ②	9	1.43	3.35
-15.0	Layer ①	14	1.54	4.5

図 4.2.2 解析モデル

注釈) PI : 塑性指数 (S)
 μ : Bjerrum の修正係数

注釈) $\sigma' \Delta m$: 先行圧密荷重 (tf/m²)
 Su : フィールドベーン非排水強度 (tf/m²)
 rt : 湿潤重量 (tf/m³)

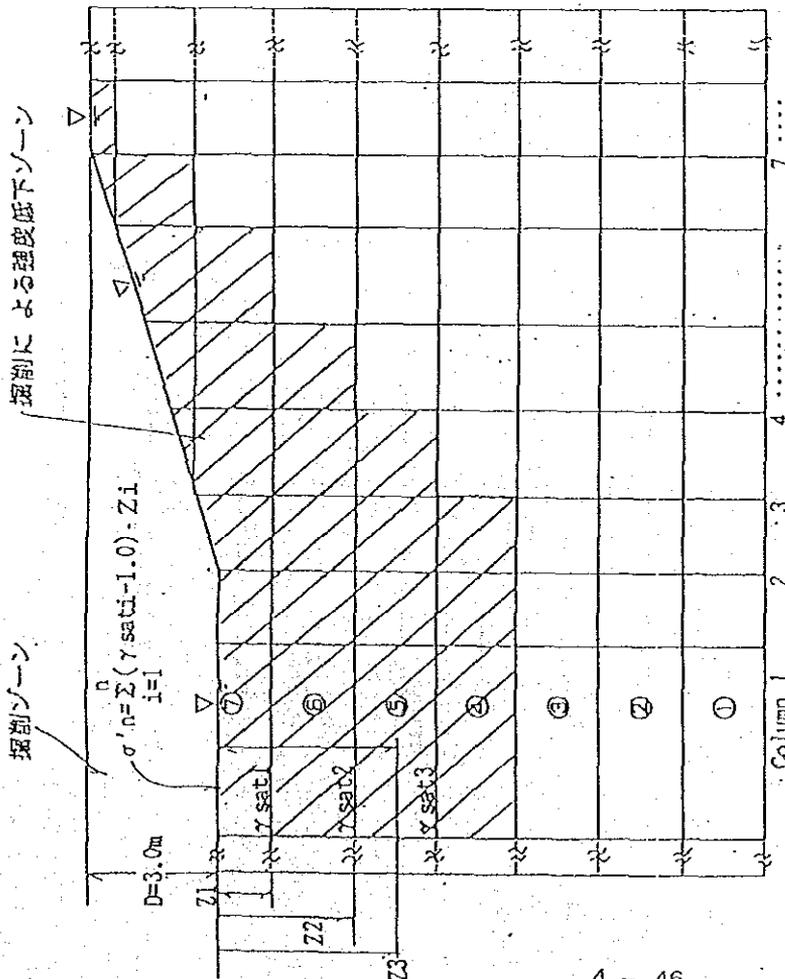
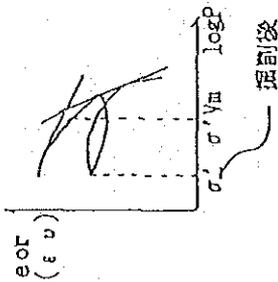


図 4.2.3 強度低下ゾーン



掘削後

EL. (m)	σ'Vm	σ'n	OCR	e	μA	μB	SU	SU*
0.0	2.5	—	—	—	—	—	—	—
-1.0	2.5	—	—	—	—	—	—	—
-3.0	2.8	0.235	11.915	0.3	0.83	0.476	1.04	0.411
-5.0	4	0.94	4.253	0.3	0.738	0.648	1.27	0.507
-7.0	4.5	1.88	2.395	0.3	0.71	0.769	1.68	0.917
-9.0	7	2.82	2.482	0.3	0.7	0.761	2.08	1.108
-11.0	7.2	—	—	—	0.681	—	2.62	1.784
-13.0	9	—	—	—	0.693	—	3.35	2.322
-15.0	14	—	—	—	0.701	—	4.5	3.153
-17.0	—	—	—	—	—	—	—	—

注釈) σ'Vm : 先行圧密荷重 (tf/m²)
σ'n : 有効上載圧 (tf/m²)
OCR : 掘削後の過圧密比
α : Sun/Su = OCR^{-α}
μA : Bjerrum の補正係数 (=OCR^{-α})
μB : 強度低下率
SU : ファイールドベーンテストSU値 (tf/m²)
SU : (=μA · μB · SU) 設計強度 (tf/m²)

図 4.2.4 強度低下率と設計強度 (μA, μB, SU)

改良ゾーン工法

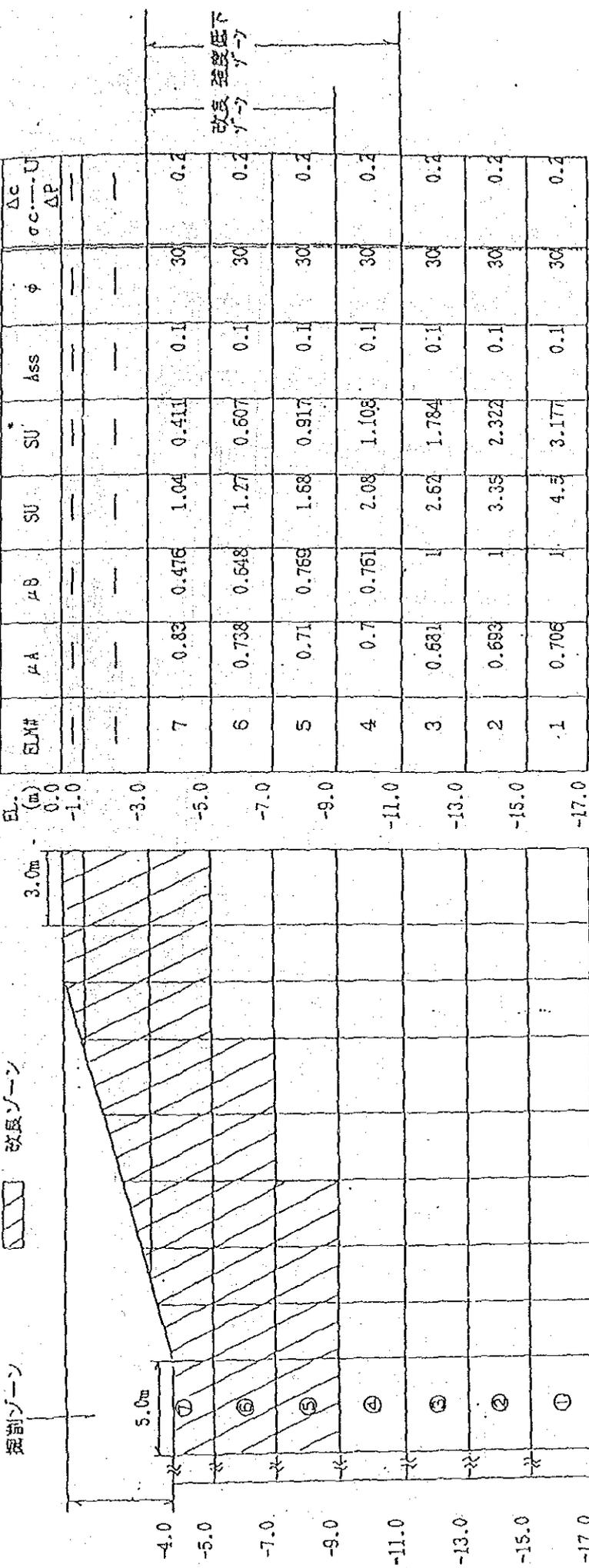
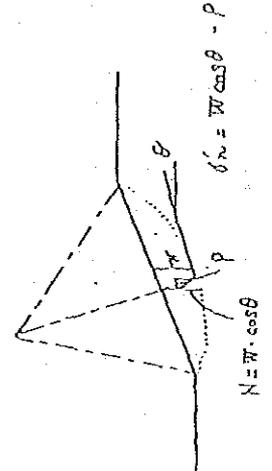


図 4. 2. 5 強度低下ゾーン及び改良ゾーン



改良ゾーンの発現強度

$$\tau = (1 - \text{Ass}) \cdot (\text{SU} + \sigma_c \cdot \frac{\Delta c}{\Delta p} \cdot \text{U}) + \text{Ass} \cdot \sigma' \cdot n \cdot \tan \phi$$

EL. (m)	EL#	μA	μB	SU	SU*	Ass	ϕ	$\frac{\Delta c}{\sigma_c \cdot \frac{\Delta p}{\Delta p}} \cdot \text{U}$
0.0	—	—	—	—	—	—	—	—
-1.0	—	—	—	—	—	—	—	—
-3.0	—	—	—	—	—	—	—	—
-5.0	7	0.83	0.476	1.04	0.411	0.1	30	0.2
-7.0	6	0.738	0.548	1.27	0.607	0.1	30	0.2
-9.0	5	0.71	0.769	1.68	0.917	0.1	30	0.2
-11.0	4	0.7	0.761	2.08	1.108	0.1	30	0.2
-13.0	3	0.681	1	2.62	1.784	0.1	30	0.2
-15.0	2	0.693	1	3.35	2.322	0.1	30	0.2
-17.0	1	0.706	1	4.3	3.177	0.1	30	0.2

粘土

サンドコンパクション工法

注釈)

- μA : Bjerrum の補正係数
- μB : $(=OCR, \alpha=0.3)$ 強度低減率
- SU: フィールドベーンテストSU値
- SU*: $(=\mu A \cdot \mu B \cdot \text{SU})$ 設計強度
- Ass: 本積算係数
- ϕ : 砂の内部摩擦角
- $\sigma' n$: 有効上載荷重

図 4. 2. 6 サンドコンパクション工法による改良ゾーンの設計パラメータ

ソイルセメントカラム工法による処理断面

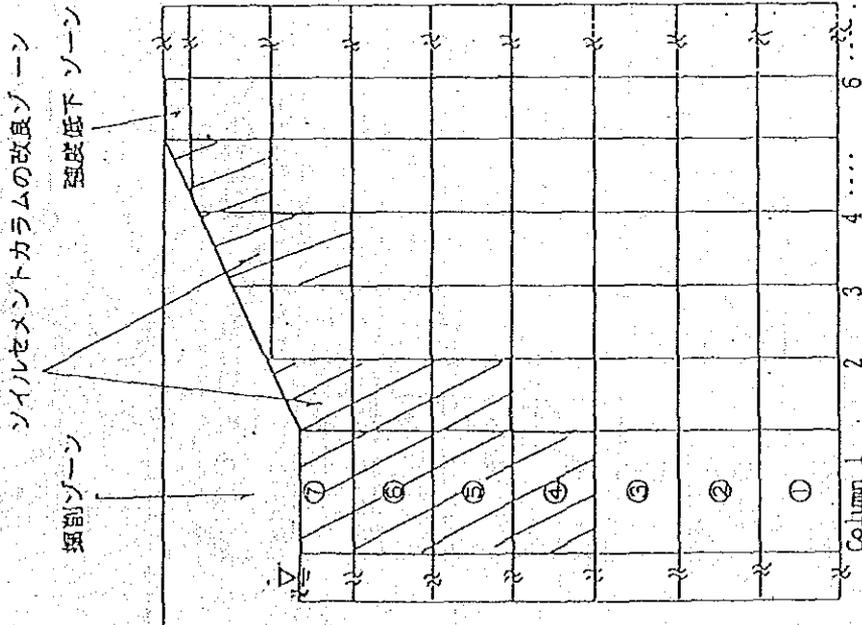
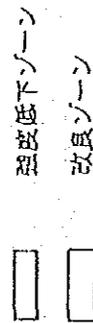


図 4.2.7 強度低下ゾーンと改良ゾーン



El. (m)

ソイルセメント工法による改良ゾーンの発現強度

$$\tau = \frac{1}{n} (Cp \cdot (Ass + (1 - Ass) \cdot SU))$$

ELM#	μA	μB	SU	SU*	Ass	n	Cp	τ
7	0.83	0.476	1.04	0.411	0.3	1.2	29	7.49
6	0.738	0.648	1.27	0.607	0.3	1.2	29	7.6
5	0.71	0.769	1.68	0.917	0.3	1.2	29	7.78
4	0.7	0.761	2.08	1.108	0.3	1.2	29	7.9
3	0.661	1	2.62	1.784	0.3	1.2	29	8.29
2	0.693	1	3.39	2.322	0.3	1.2	29	8.6
1	0.701	1	4.5	3.155	0.3	1.2	29	9.09

粘土

ソイルセメント

- 注釈)
- μA : Bjerrum の補正係数
 - μB : ($=OCR, \alpha=0.3$) 強度低下率 (tf/m^2)
 - SU : ファイルドペーシステンスU値 (tf/m^2)
 - SU* : ($=\mu A \cdot \mu B \cdot SU$) 設計強度
 - Ass : 体積置換率
 - n : 安全係数
 - Cp : ソイルセメントのせん断強度

図 4.2.8 ソイルセメント工法による改良ゾーンの設計強度

3) 解析結果

各ケースの安定解析結果を図 4. 2. 9 ~ 12 に示す。

解析結果はボーリング孔No.1のみの試験データを用いて解析した結果より安全率が若干小さくなるが、全体の傾向としては同じと考えられ、試験斜面の勾配は最初の設計斜面勾配で妥当と考えられる。

但し、バンコク・クレイの設計強度を掘削による強度低下率及びフィールドベーン試験のヒズミ速度効果や異方性を考慮して、限界状態付近を見ているとは言え、長期安定問題斜面の安全率は充分とは言えないため、施工には十分に注意すべきと思われる。

表 4. 2. 2 円弧すべり安定解析結果 (最小安全率)

解 析 ケ ー ス	最小安全率 (SF)	
	ボーリングNo.1のみのデータ値採用	全ボーリングデータの平均値採用
1. 無処理短期安定問題斜面	0.966	0.931
2. 無処理長期安定問題斜面	1.056	1.006
3. サンドコンパクションパイル処理斜面	1.279	1.077 (表層)
4. ソイルセメントコラム処理斜面	1.277	1.292

图 4.2.9 無処理短期安定問題
斜面勾配 1:4

$$F.S=0.981$$

$$R=9.96$$

$$(X, Y)=(47.5, 22.5)$$

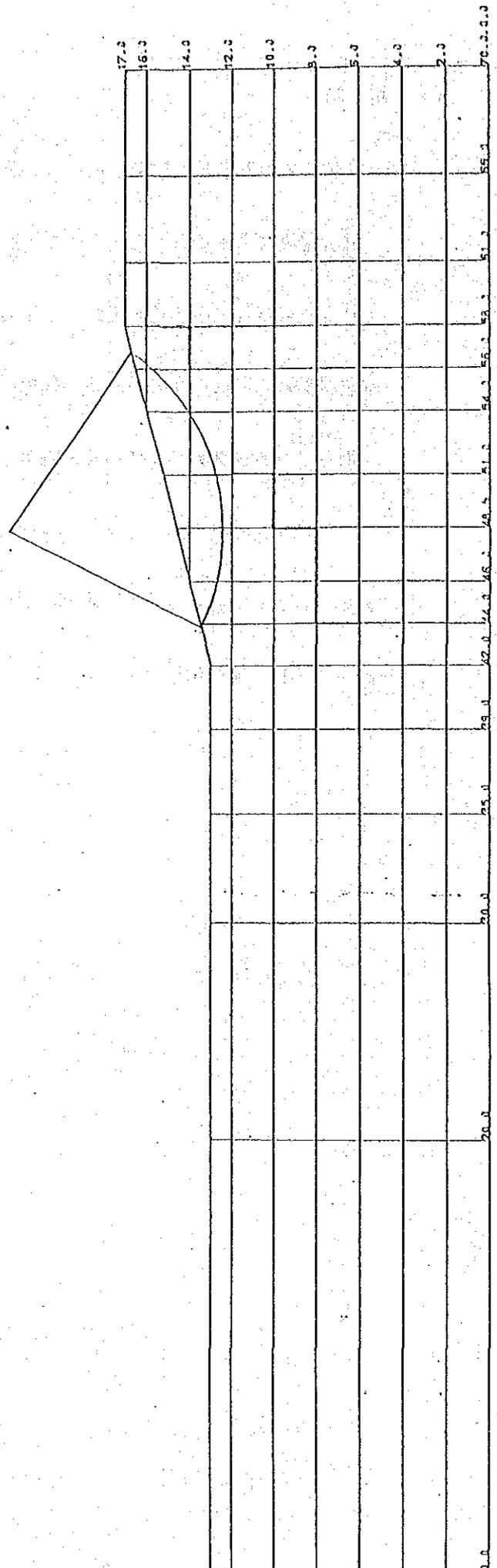


圖 4.2.10 無處理長期安定問題
 斜面勾配 1:6

$F.S = 1.006$

$R = 14.97$

$(X, Y) = (50.0, 25.0)$

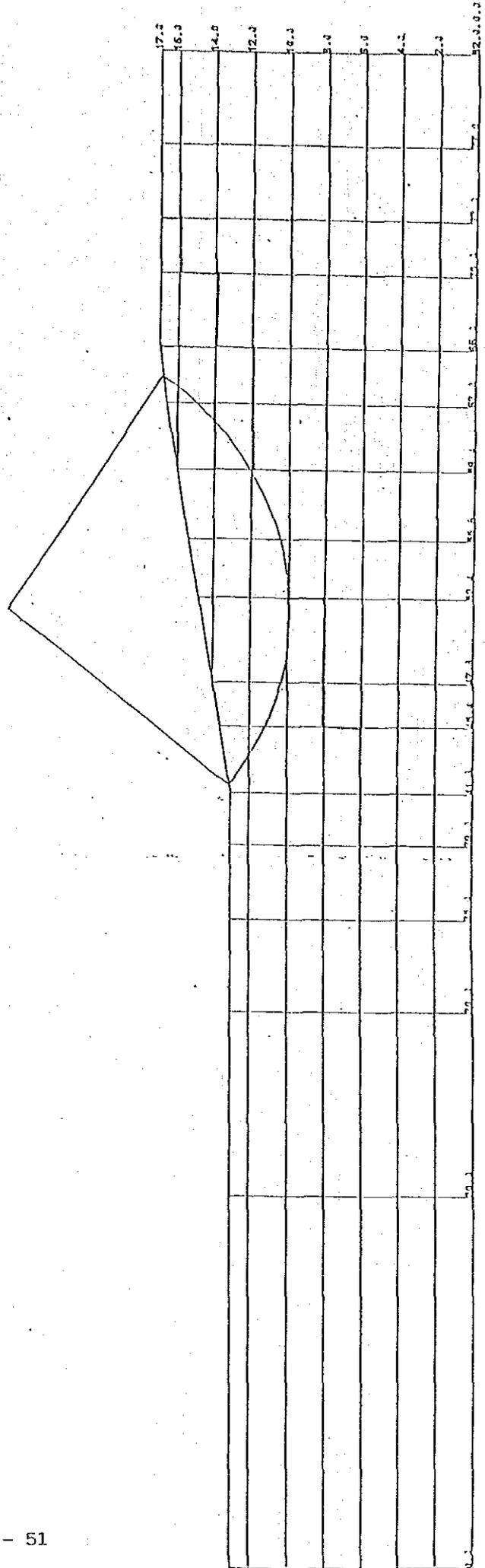


図 4.2.11 サンドコンパクション工法
 斜面勾配 1:4

F.S=1.309
 R=19.66
 (X,Y)=(53.13,16.25)

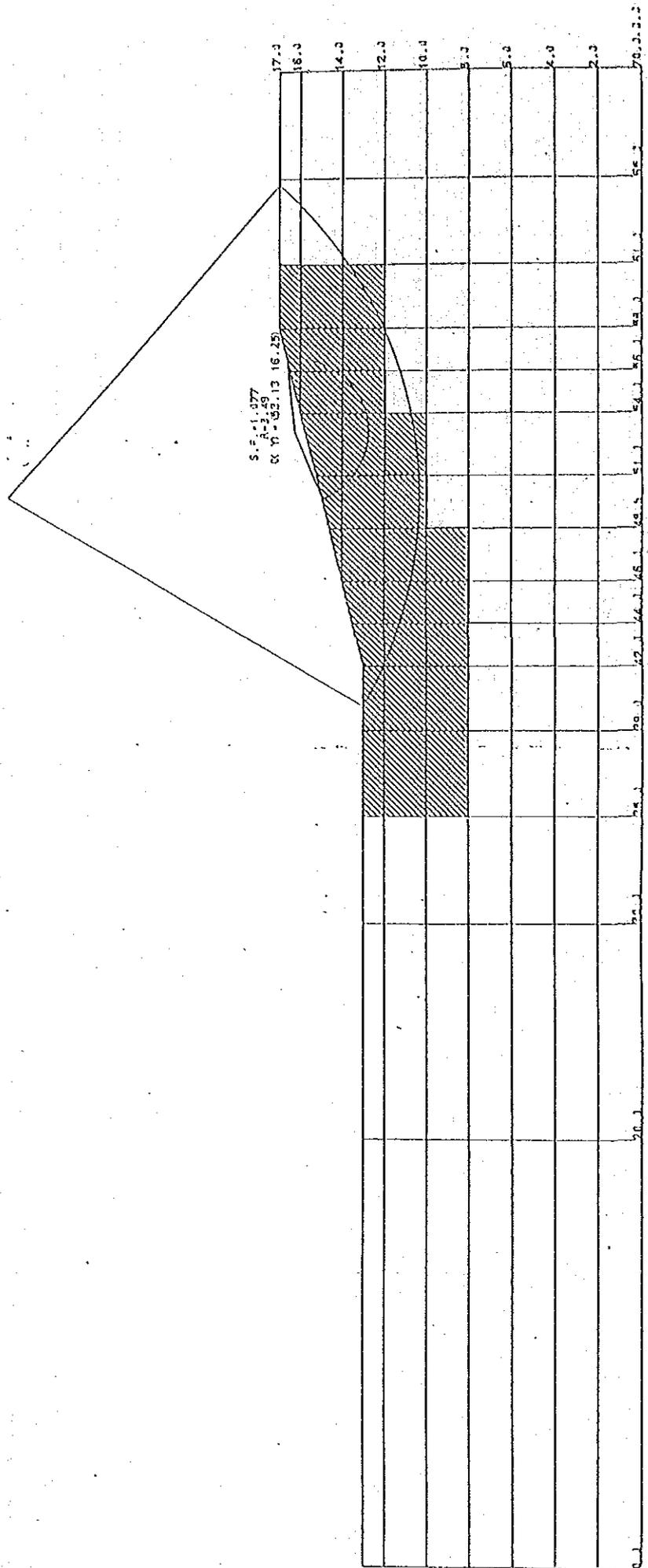
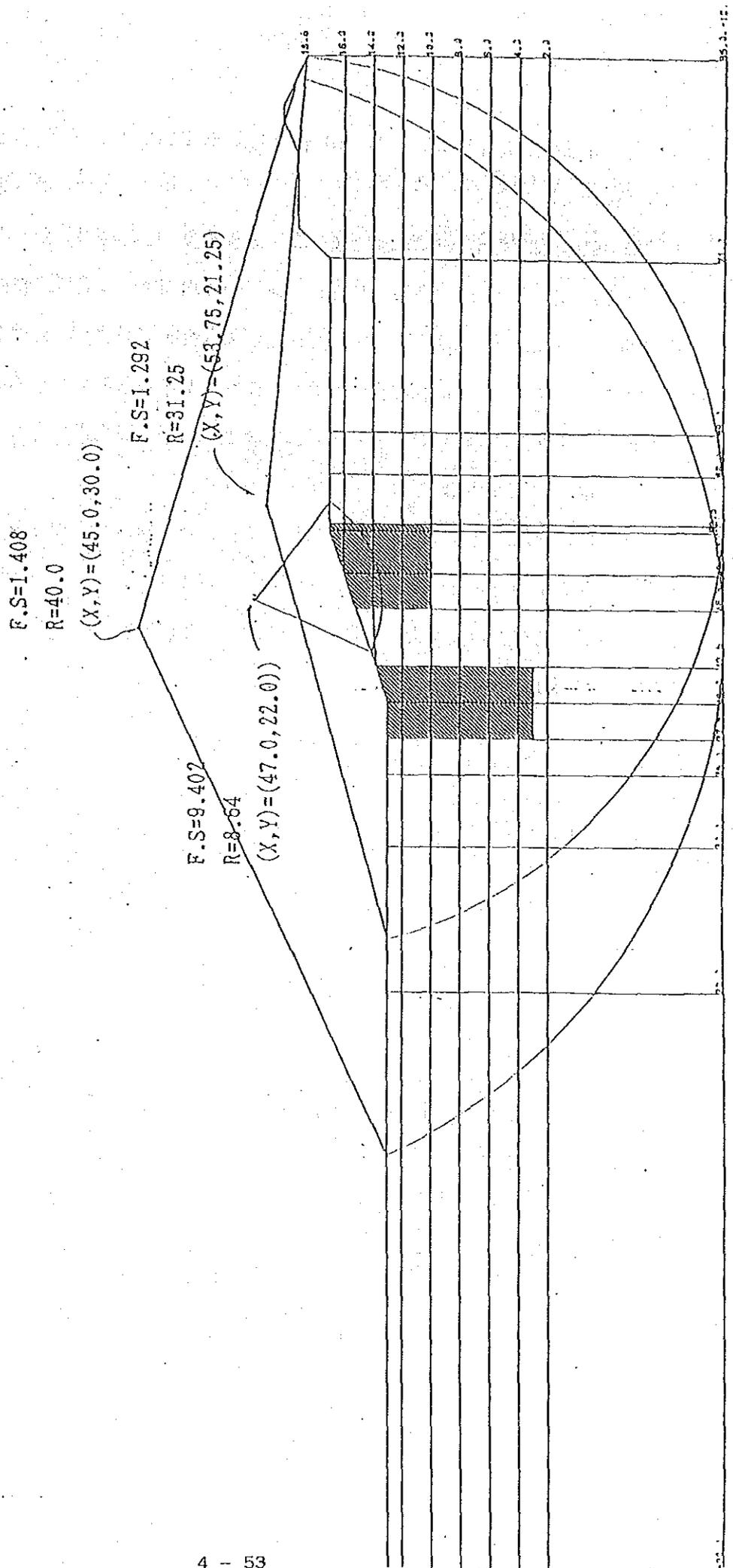


図 4. 2. 12 ソイルセメントカラム工法
 斜面勾配 1:3



4.3 有限要素法 (粘弾塑性モデル) による斜面挙動のシミュレーション

1) 解析手法

軟弱地盤の変形問題、特に掘削問題を取り扱う場合、除荷による粘性土の膨潤現象は、大きな土質工学上の問題である。ただし、従来の一次元圧密理論 (膨潤過程) については制約があり、二次元、三次元の圧密・膨潤問題の場合幾何形状及び荷重条件が考慮できない。

そこで、応力-ひずみ関係の変化とそれに伴うダイレイタンス等の材料特性の変化やクリープ、リラグゼーション等の時間依存性を表現し得る構成式 (応力-ひずみ関係式) の1つを採用し、有限要素法によって解析を実施する。

今回の解析では、構成式モデルは、近年の実績から、誘導異方性が考慮できる弾・粘塑性体モデルの1つである、関口-太田モデル¹⁾を採用する。 (Appendix 1 & 2 参照)

又、赤井²⁾らの多次元圧密論を用いているため 間隙水と、土粒子骨格の連成問題として有効応力解析が可能である。

2) 解析パラメータ決定

弾・粘塑性圧密・膨張解析を実施するために、3章で得られた室内試験結果及び現位置を参考に解析パラメータを決定しなければならない。解析に必要なパラメータは、表4.3.1に示す15種類である。パラメータの決定については深度方向を考慮して k_0 三軸圧縮試験(CK₀CU)，標準圧密試験及び物理試験のデータを中心に直接的に決定した。パラメータ決定フローを以下に示す。

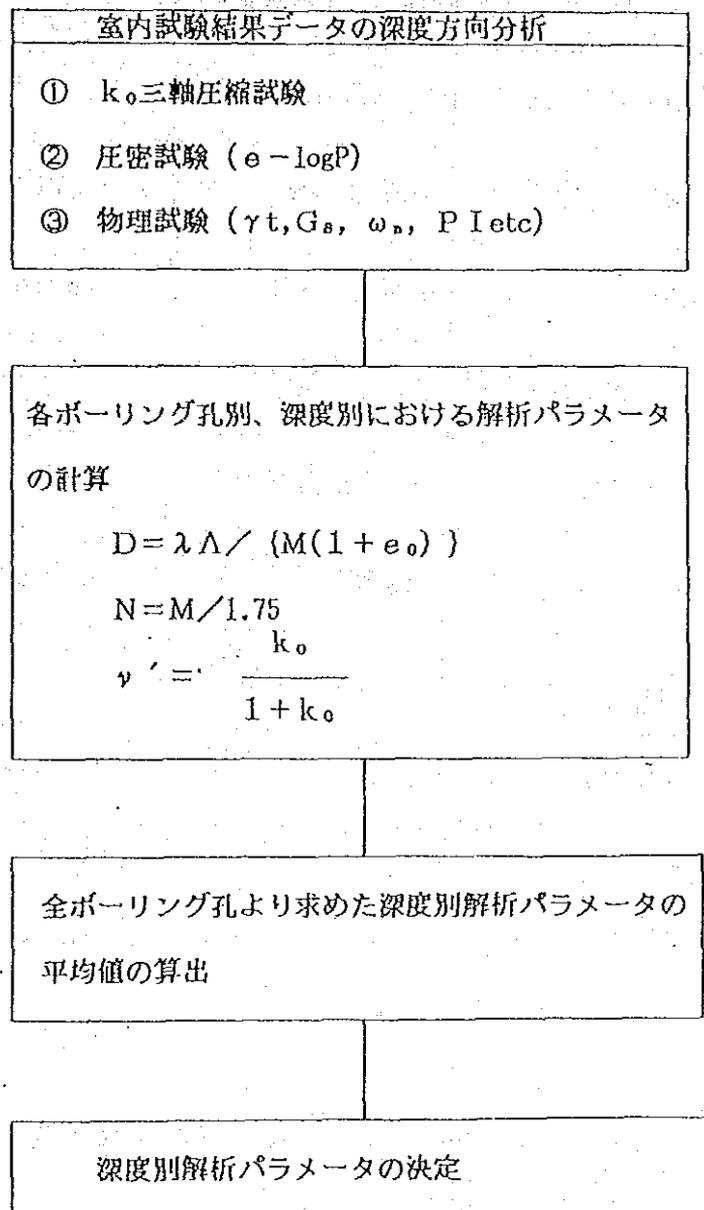


図 4.3.1 解析パラメータ決定フローチャート

表 4.3.1 解析パラメータとその試験方法

	解析パラメータ	主な室内試験	備 考
力学特性	D ダイレンシー係数	排水三軸試験*1 (CD)	$D = \frac{\lambda - k}{M(1 + e_0)}$ 1)
	Λ 非可逆比	標準圧密試験	$\Lambda = 1 - k/\lambda$ or $M/1.75$
	M 限界状態パラメータ	k_0 三軸圧密試験	$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$
	ν' 有効ポアソン比	k_0 三軸圧密試験	
	α 二次圧密指数	標準圧密試験	$\alpha = dv/d(\ln t)$
	v_0 体積ひずみ速度	標準圧密試験	$v_0 = \alpha/t_c$ 2)
先行荷重	σ_v 先行圧密荷重	標準圧密試験	
	κ_0 先行圧密時の静止土圧係数	k_0 三軸圧密試験*2	
初期応力	σ'_{v1} 有効上載圧	圧密試験	$\sigma'_{v1} = \sigma_{sub Z}$
	Ki 現位置における静止土圧係数	k_0 三軸膨張試験*3	
	k 透水係数	標準圧密試験	$k = \gamma \omega m_v c_v$

応力パラメータ	$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{11} - \eta_{110})(\eta_{11} - \eta_{110})}, \eta_{11} = \frac{s_{11}}{p}, s_{11} = \sigma'_{11} - p \sigma'_{11}$ $p' = \frac{1}{3} \sigma'_{11}$
---------	---

- where
- 1) $\lambda = 0.434 C_c, k = 0.434 C_s$ (自然対数の場合)
 - 2) t_c : 一次圧密終了時
 - 3) σ' : 土の水中重量
 - 4) σ'_{11} : 有効応力テンソル

*1 本プロジェクトでは、非排水三軸試験は、実施していないので、Dは計算式より算定
 *2 κ_0 値はAlpan (1967)の方法により算定

Bangkok Clayの解析パラメータの決定に関しては、解析精度を上げるために、土質試験結果を重視し、極力各種のパラメータ推定式の適用は避けた。但し、先行荷重に対応する静止土圧係数 K_0 値に対しては、以下に示す Alpan (1967)の方法、

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log PI$$

PI : 塑性指数 (%)

を採用した。この式は、Appendix 3に示すように、Bangkok Clay¹⁾ や、国内の木節粘土²⁾ について工学的に十分な K_0 の近似値が得られることが既に検証されている。各種の土質試験値に関しては、3章でも述べた通り、試験位置の地質構成は水平方向にほぼ均質であると考えられ、パラメータは深度別に全ボーリング孔のサンプルデータの平均値を採用し、これを各水平層の代表パラメータ値とした。(Appendix 3 参照)

各パラメータの平均値は、3章で得られた深度別の各種試験データ分布を基に、決定し、各深度(層別)の代表値を決定した。

表 4. 3. 2 に採用した解析パラメータ値を示す。

また、深度17m以下のStiff Clayについては、土質試験結果がないため、線形弾性体として、表 4. 3. 2 に示す仮定値を採用した。

解析ケースは、Case 1の無処理掘削斜面(勾配1:4, 掘削深度4m)及びCase 2の Soil Cement Column 工法による処理断面(勾配1:3, 掘削深度4m)の2ケースとなる。(図 4. 3. 2 参照)

表 4.3.2 FEM. parameters

LEVER	DEPTH (m)	① $D=2\lambda/\sqrt{N(1+e_0)}$			② Λ	④ $\nu' = \frac{K_0}{1+K_0}$	⑤ b_x ⑥ b_y ⑦ $\sigma_v \sigma_d$ (m/day)	⑧ $\sigma_v \sigma_d$ (tf/m ²)	⑨ k_0	⑩ $K_i = k_0(OCR)$			⑪ $0.54 \exp(-PI/122)$		⑬ α	⑭ \dot{v}				
		③ e_0	③ M	κ						D	$N=1-k/\lambda, \lambda=N/1.75$	k_i	$OCR = \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{vi}}$	P.I.(%)						
11	-1.0	0.16	2.1	1.22	0.08	0.029	0.021	0.029	0.5	0.697	0.373	4.32×10^{-4}	2	0.595	0.24	1.236	8.33	55	0.0028	1×10^{-4}
10	-3.0	0.2	2.2	1.1	0.07	0.036	0.037	0.036	0.55	0.529	0.372	5.05×10^{-4}	2	0.594	0.96	0.766	2.083	54.4	0.003	1×10^{-7}
9	-5.0	0.26	2.25	0.98	0.068	0.046	0.06	0.046	0.738	0.56	0.376	6.05×10^{-4}	2.4	0.602	1.92	0.649	1.25	58.8	0.0059	1×10^{-5}
8	-7.0	0.28	2.3	0.96	0.048	0.048	0.072	0.048	0.829	0.56	0.377	5.27×10^{-4}	3.2	0.604	2.88	0.625	1.111	59.8	0.0059	1×10^{-7}
7	-9.0	0.32	2.5	0.96	0.043	0.052	0.082	0.052	0.866	0.55	0.379	4.75×10^{-4}	4	0.611	3.84	0.619	1.042	64.4	0.0059	1×10^{-6}
6	-11.0	0.35	2.7	0.96	0.04	0.054	0.086	0.054	0.886	0.56	0.385	3.54×10^{-4}	5.2	0.625	4.8	0.64	1.083	73.5	0.0131	1×10^{-5}
5	-13.0	0.36	2.65	1.02	0.036	0.056	0.087	0.056	0.9	0.582	0.387	2.59×10^{-4}	6.8	0.632	5.76	0.662	1.181	79.2	0.0073	1×10^{-5}
4	-15.0	0.34	2.35	1.02	0.034	0.058	0.09	0.058	0.9	0.582	0.387	1.73×10^{-4}	8	0.764	6.72	0.662	1.19	77.2	0.0097	1×10^{-2}
3	-17.0	0.3	2	0.98	0.04	0.057	0.088	0.057	0.867	0.56	0.385	1.73×10^{-4}	10	0.525	7.68	0.676	1.302	73.4	0.0102	1×10^{-4}
2	-25.0	0	0	0.98	0	0.080	0.080	0.080	0.559	0.56	0.367	6.7×10^{-4}	11.3	0.53	10.56 (ft=1.6)	0.595	1.07	47	0.007	1×10^{-4}
1	-30.0	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	⑤, ⑥ 1.0×10^{-4} (9.8 $\times 10^{-4}$)	---	---	③ 14.48 (ft=1.6)	④ 0.595	---	---	①, ② 2, 2.080	⑦ 520

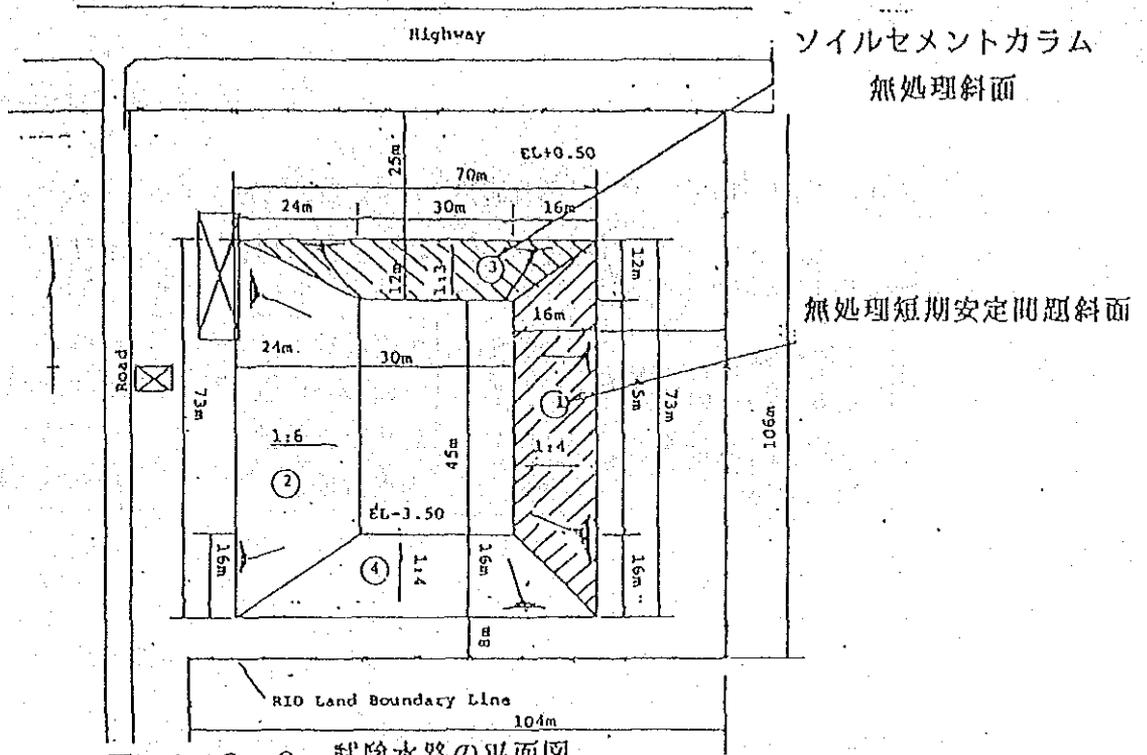


図 4. 3. 2 試験水路の平面図

今回得られた解析パラメータの一覧表 4. 3. 2 と、他の解析事例で採用されたパラメータを比較して見る。表 4. 3. 3 は、浅岡ら (1985) が部分排水状態の正規圧密粘土地盤の解析に用いた解析パラメータである。

また、表 4. 3. 4 は、北海道東米里地区にて施工された高速道路の二次元粘弾塑性圧密解析に用いられたパラメータである。

粘土の種類は各々異なるが、計算サイトの Bangkok Clay e_0 値が 2.1 以上と大きく、指数が n が 0.10 以下とやや小さい程度で他のパラメータの傾向は良く似ている。試験サイトの軟弱粘土地盤は海岸線の新しい海成粘土地盤であるため、上記の e_0 、 n 値も当然と考えられ、表 4. 3. 2 の Bangkok Clay に対する解析パラメータは妥当と思われる。

表 4.3.3 解析パラメータおよび初期値 (浅岡)

圧縮指数	$\lambda = 0.25$	膨潤指数	$\kappa = 0.13$
限界状態線の傾き	$M = 1.2$	タリイソナー係数	$D = 0.0326$
有効ポアソン比	$\nu = 0.2$	静止土圧係数	$K = 0.7$
初期間隙比	$e = 2.057$	鉛直有効土	$\sigma = 4.87 \text{ kN/m}$

表 4.3.4 解析パラメータおよび初期値 (北海道東米里地区)

層	層厚 (m)	$\frac{E}{m}$ ($\frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$)	ν	e_0	λ	κ	D	α	$\frac{v_0}{\sigma}$ (1/d)	$\frac{\tau_0}{\sigma}$ (1/m ²)	$\frac{k_0}{\sigma}$ (m/d)	J_1
Λ_p 2-2	6.0	5.6	0.333	15.3	2.29	0.23	0.060	0.050	1.0×10^{-4}	1.01	3.5×10^{-4}	2.29
Λ_m 2-2	0.4	56	0.333	1.9	0.25	0.050	0.063	0.0050	1.0×10^{-3}	1.60	3.0×10^{-4}	0.25
Λ_s 2-2	2.3	1260	0.333	—	—	—	—	—	—	1.80	3.5×10^{-4}	—
Λ_m 2-1	5.05	61	0.333	1.7	0.30	0.039	0.088	0.0050	1.0×10^{-3}	1.60	7.7×10^{-4}	0.27
Λ_s 2-1	4.55	1470	0.333	—	—	—	—	—	—	1.80	3.5×10^{-4}	—
Λ_m 1	4.35	91	0.333	1.6	0.40	0.074	0.114	0.0050	1.0×10^{-3}	1.65	1.2×10^{-4}	0.28
盛土①	4.20	2000	0.333	—	—	—	—	—	—	2.0	—	—
盛土②	6.45	2000	0.333	—	—	—	—	—	—	1.7	—	—

3) 解析モデルの決定

解析モデルの決定に際しては、境界条件（幾何学的条件及び排水境界条件）、初期条件（地下水位）、施工ステージを示す荷重（除荷）条件及び地盤構成モデルが必要となる。今回は、6章に示す施工計画や現位置・室内試験結果より、境界条件や地盤構成モデルを次のように決定した。

① 地盤構成モデル

4章の斜面安定解析で述べたように、軟弱層の地盤構成は、以下の

図 4.3.3 に示すように Soft Clay部分 (EL.0.0~EL.-17.0) と、

Stiff Clay部分 (EL.-17.0~-30.0) に区分し、更に各々細かい水平

堆積層に分割した。

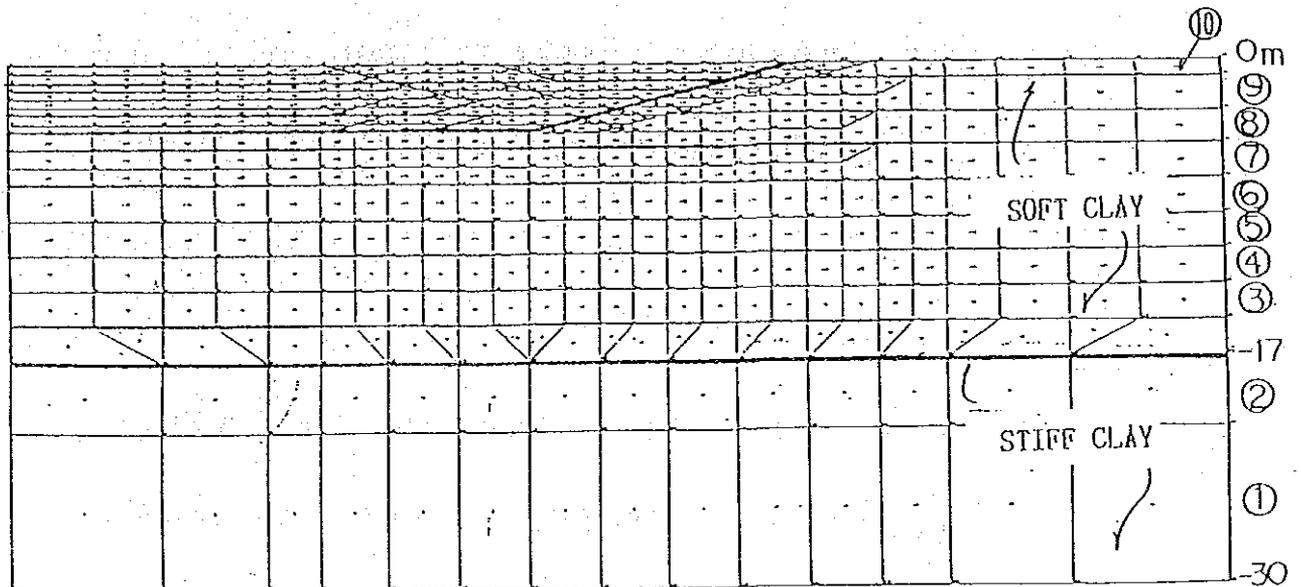


図 4.3.3 地盤構成モデル

Soft Clay 部分は、過圧密比OCR=8.033 表層部を除いて、ほぼ正規
圧密状態と想定した、各層の物性値は、前述の表 に示す通りである。

② 境界条件

1) 掘削ステージ

6章の施工計画に示すように、掘削工程は第1期掘削ステージ
(EL.0.0~-2.0m) までと、第2期掘削ステージ (EL.-2.0~-4.0m)
に区分される。

a. 第1期掘削ステージ

施工は、バックホウ、クラムシェル、ダンプによる第1期掘削工程
で、pontoonを使用する第2期水中掘削工程に区分される。

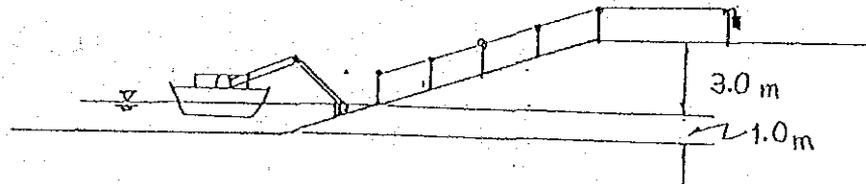
Backhoe and Clamshell の下には鉄板を布設し、接地圧を軽減させ
る振動による infを受けやすい。掘削斜面上部については、その攪乱
度がどの程度かは現時点では把握されていない。

よって、本解析では重材の振動による Soft Clayの物性変化(劣化)
は考慮しない。

b. 第2期掘削ステージ

pontoon による水中掘削で、掘削面には接地圧を作用させない。
但し、斜面Slope の表面相対変位計の設置のため、canal 内の水深は
逐次低下させる。但し、pontoon の最低さつ水深は、約 1.0m程必要
となる。

つまり、表面相対変位計は掘削深度 EL. 3.00m まで掘削に対応して設置可能。また、残り 1.0m の掘削完了後、1 度水位を pump up して残りの表面相対変位計を設置する。



ii) 掘削ステージに伴う排水境界条件及び地下水位の変化

掘削が進行するに伴ない、排水境界条件と地下水位は図 4. 3. 5 ~ 6 に示すように変化していく。掘削ステージ 7 まではドライワークであるため、排水境界は掘削面及び地表面となる。

次に、掘削ステージ 8 から 13 までは水中掘削であるため、排水境界は掘削表面であるが、水位は 1 m ずつ残すため、全水頭 (= 圧力水頭 + 位置水頭) はその分を考慮する。

掘削ステージの領域とその工程を図 4. 3. 4 と表 4. 3. 5 に示す。
Case1とCase2とも同じ工程とする。

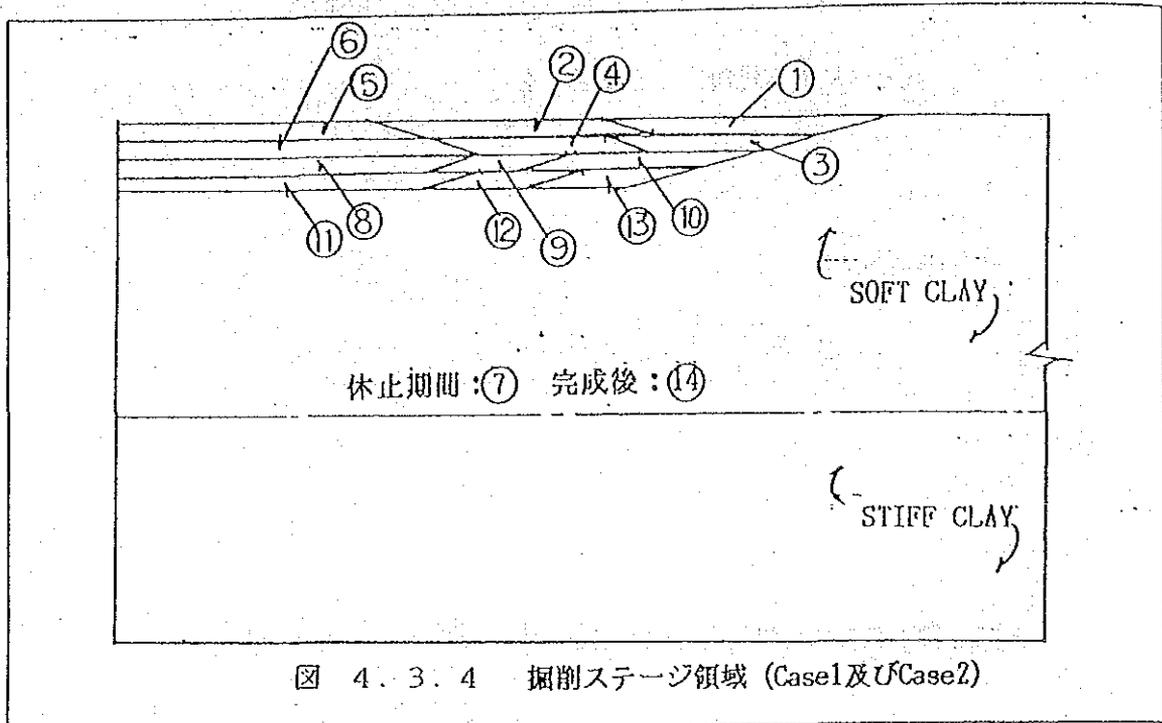


表 4. 3. 5 掘削工程

	掘削工法	ステージNO.	ステージ期間 (day)	経過日数 (day)	備 考
一次掘削	ドライワーク (重機掘削)	1	6	6	休止期間はドライワーク から水中掘削経の工法の 変換にともなう準備期間
		2	9	15	
		3	6	21	
		4	11	32	
		5	15	47	
		6	15	62	
	休止期間	7	6	68	
二次掘削	水中掘削 (potoon使用)	8	5	73	
		9	3	76	
		10	3	79	
		11	3	82	
		12	3	85	
		13	3	88	
			14	20	

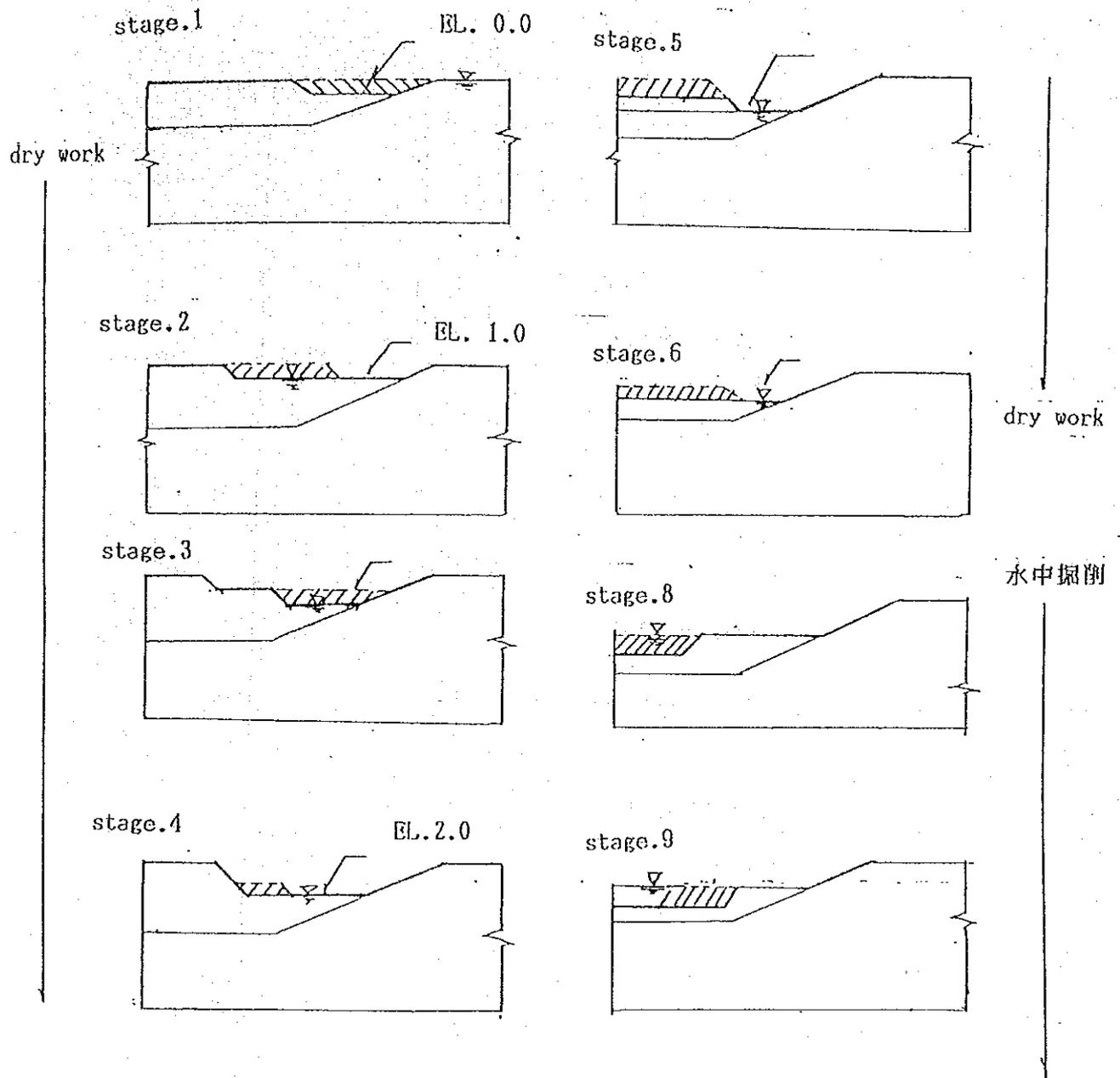


図 4.3.5 掘削ステージ及び排水境界条件 (その1)

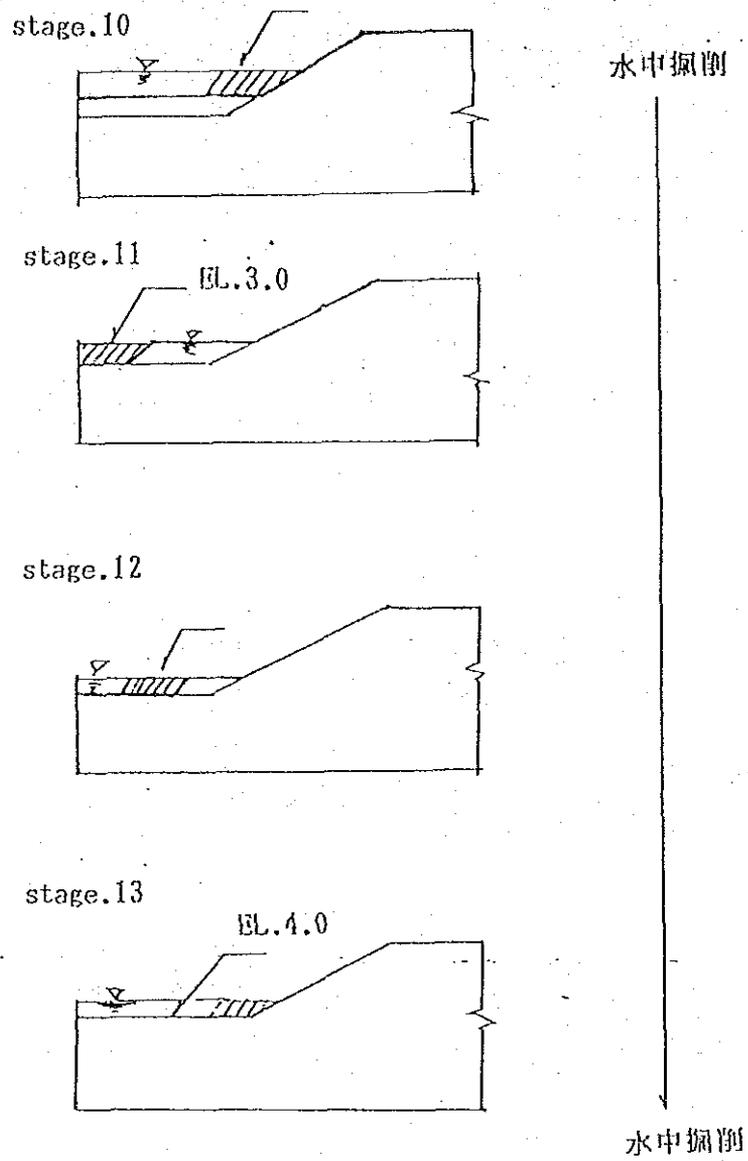


図 4.3.6 掘削ステージ及び排水境界条件 (その2)

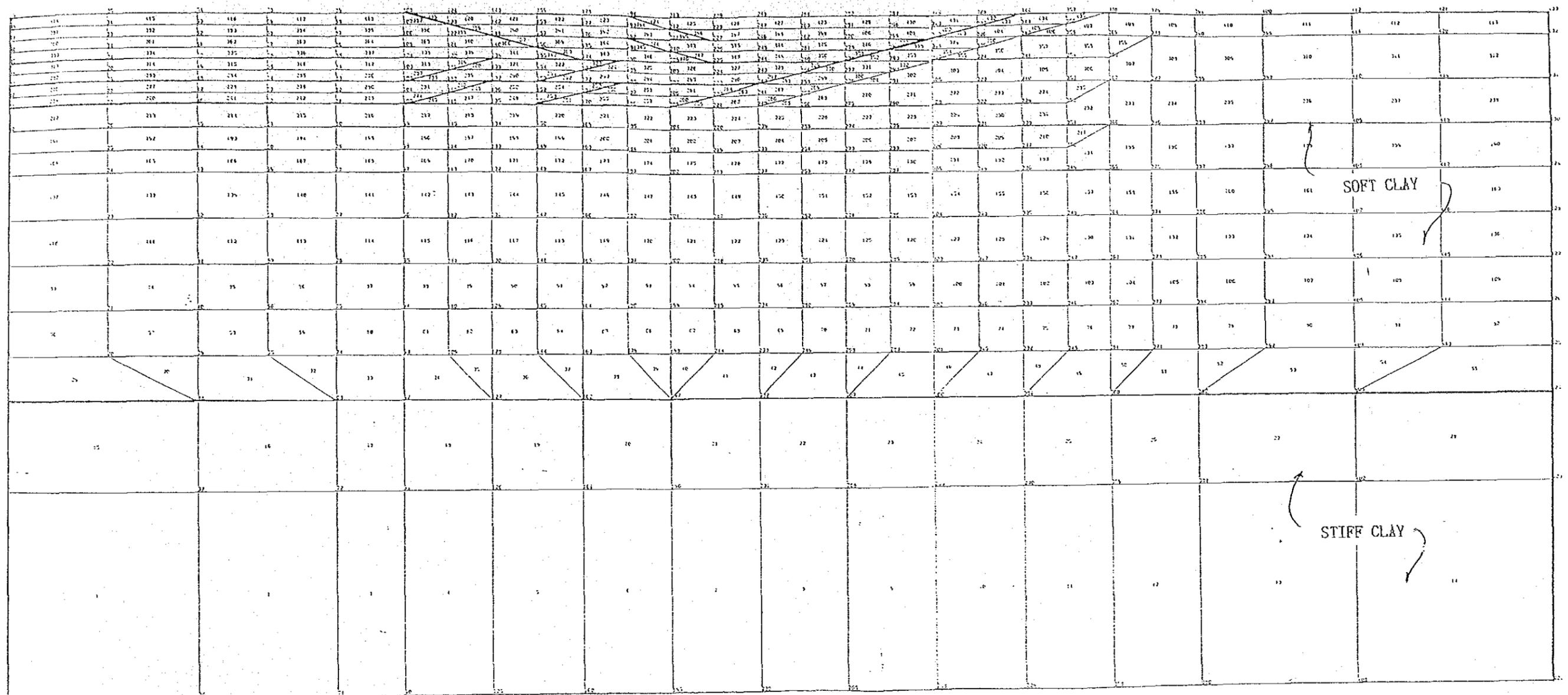


図 4.3.7 F.E.M.解析モデル 無処理短期安定問題斜面 (1:4)

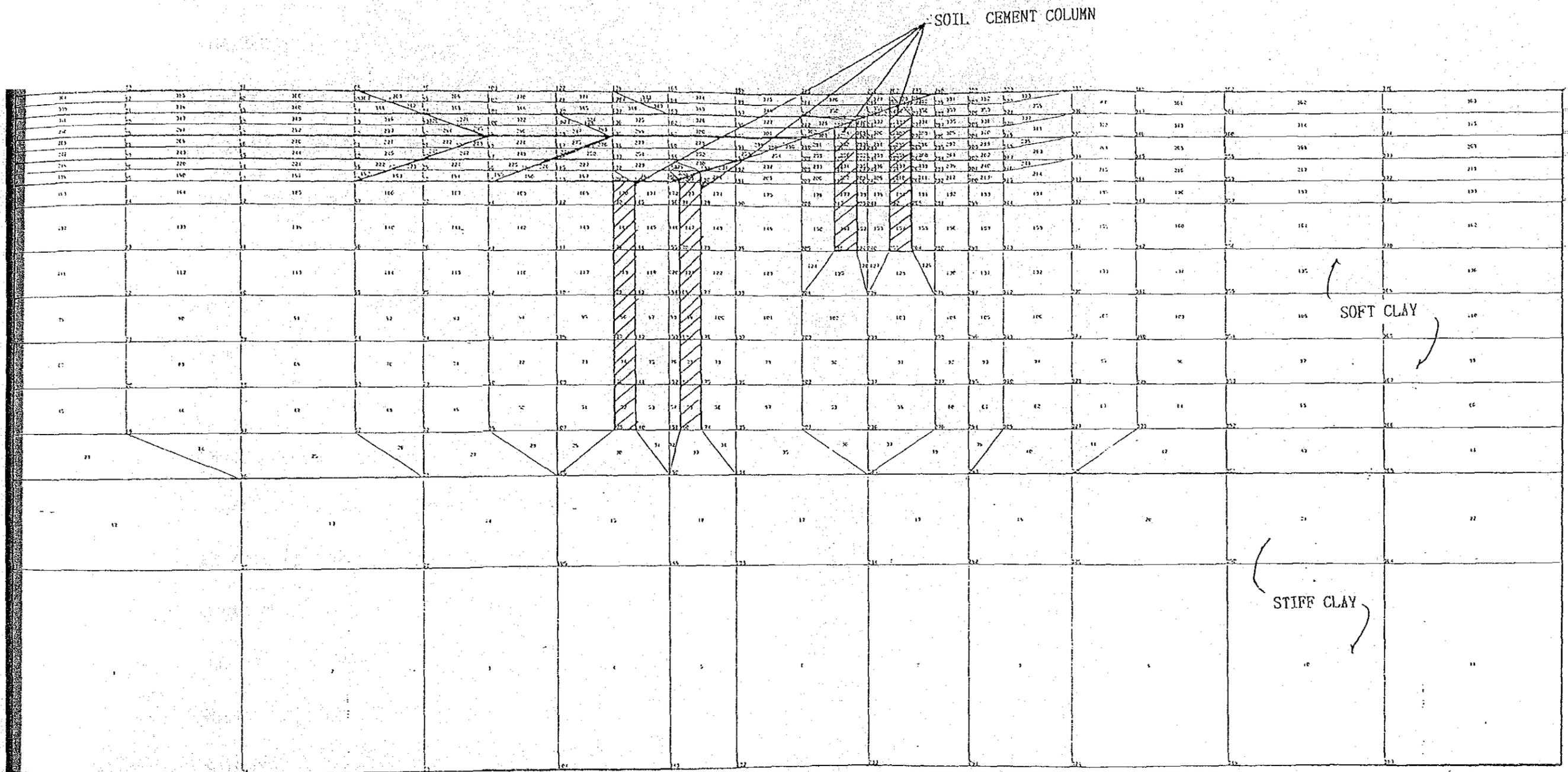


図 4.3.8 F.E.M.解析モデル ソイルセメントカラム処理斜面 (1:3)

4) 解析結果

1) 無処理斜面（勾配1:4）（1～62日）

短期安定問題を検討する無処理斜面の各掘削ステージ毎の掘削シミュレーションの結果を図4.3.9～4.3.27に示す。

a. 第1期掘削ステージ（ドライワーク： ）

まず、全体変位図より地盤全体の変形挙動を見ると、深度2mまでのドライワークのステージまでは、鉛直方向及び水平方向ともに、変形量は20～30cm前後で問題ないと考えられる。また、変形の流れを変形ベクトル図で見ても、スベリ面が発生する兆向がある箇所もない。また、間隙水圧の大きな変動もない。

更に、主応力図を見ても、特に主応力分布に乱れや大きな引張応力の発生は見られず、破壊している箇所もない。よって、掘削深度2mまでのステージでは問題はないと考えられる。

b. 第2期掘削ステージ（水中掘削：80日）

第1期のドライワークから、第2期の水中掘削への移行期間（休止期間）中に、掘削斜面の法先付近（EL. -2.0 m）にやや膨張の傾向が見られるが、まだスベリ破壊には至っていない。この傾向は水中掘削の進行に伴ない次第に大きくなるが、掘削完了時の14ステージまではまだスベリ面の形成には至らない。

c. 掘削完了以降（80～110日）

掘削完了後、水路内に残っていた水をpumping upし、ドライにした状態において解析上計算値が収束しなくなり、掘削斜面途中EL. -2.0 ～-3.0 m付近に膨張が見られ、この段階でスベリが発生する可能性が大きいと考えられる。主応力分布及び間隙水圧についても乱れが見られる。

以上の掘削工程のシミュレーションの結果より、4割勾配の無処理斜面の施工については、掘削深2 mを越えた水中掘削ステージからは、特に斜面の表面変位計及び間隙水圧計の動きの乱れに注意して、慎重な施工が配慮されるべきであろう。

ii) ソイルセメントコラム処理斜面（勾配1：3）

a. 第1期掘削ステージ（ドライワーク）

全体変位図、図4.3.28～33を見ると、掘削斜面部の側方流動は、ソイルセメントコラムの改良ゾーンによって抑止されており、ソイルセメントコラム工法の効果が顕著に現れている。図4.3.35～37の変形ベクトル図や主応力図からも対策工による変形の抑止効果が大きいことがわかる。

b. 第2期掘削ステージ（水中掘削；80日目）

全体変位図、図4.3.33～34より、第1期掘削ステージ同様、ほとんど斜面部の側方流動は抑止されている。但し、水路底面の掘削表面では除荷による吸水が見られ、強度も低下していると考えられる。

また、掘削が進行し、最終ステージでは斜面部のソイルセメントコラムと水路底面部のソイルセメントコラムの間の無処理部分では、若干ヒービングが見られることに注意する必要がある。なお、側方流動はソイルセメントコラムによって充分抑えられており、この工法の優位性が証明されたと言えよう。

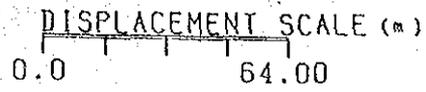
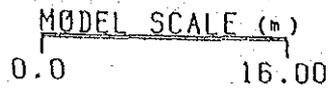
以上のF.E.H.解析結果より、無処理短期安定問題斜面（1：4）では、おそらく、掘削完了時あるいはそれ以降に斜面中腹部から法先にかけて大きな側方流動が発生すると考えられる。これは、この断面において短期的な安定問題を把握するとした当初の目的と合致するものと言えよう。

また、ソイルセメントコラム処理断面（1：3）については、斜面部及び法先部の側方変位がほとんど抑止できたことから、この工法の妥当性が検証されたと考えられる。但し、両ケースとも水路底面部においては、掘削除荷による吸水膨張が見られ、表層部は強度低下を生じていると考えられる。これより、各掘削ステージともに掘削表層部の劣化部について何らかの処置、例えば、ドライワークステージでは生石灰の散布やバックホウ等の重機による振動を極力抑えるための処置が必要と考えられる。

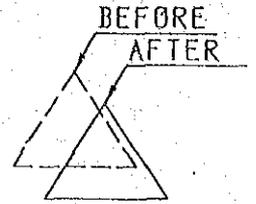
また、第2ステージのpontoonによる水中掘削過程でも、約1 mの水重があるにもかかわらず、やはり水路底面の膨潤が見られるため、何らかの処置をした方が良くと考えられる。

また、試験水路のモニタリングシステムのセンサーの配置については、これらの弾・粘塑性解析結果を踏まえて配置計画を考慮した。(第5章参照)

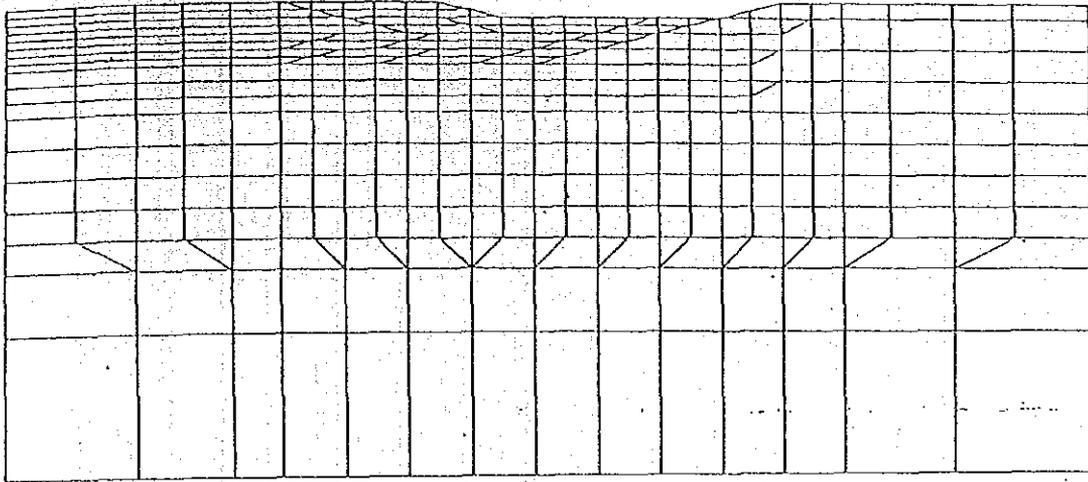
DISPLACEMENT



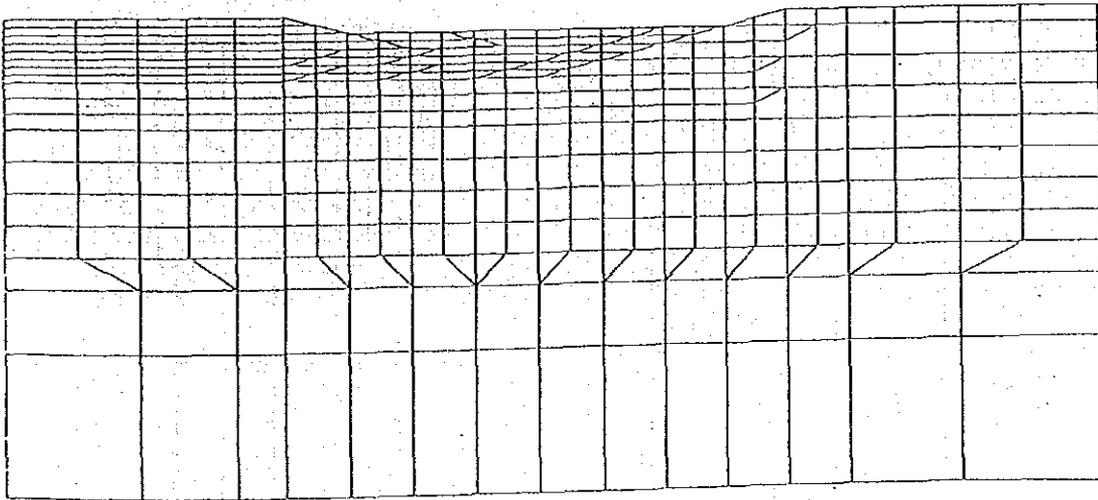
LEGEND



STEP=2.0
TIME=7.0



STEP=3.0
TIME=16.0



無処理短期安定問題斜面

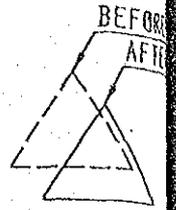
图 4.3.9 全体変位图

DISPLACEMENT.

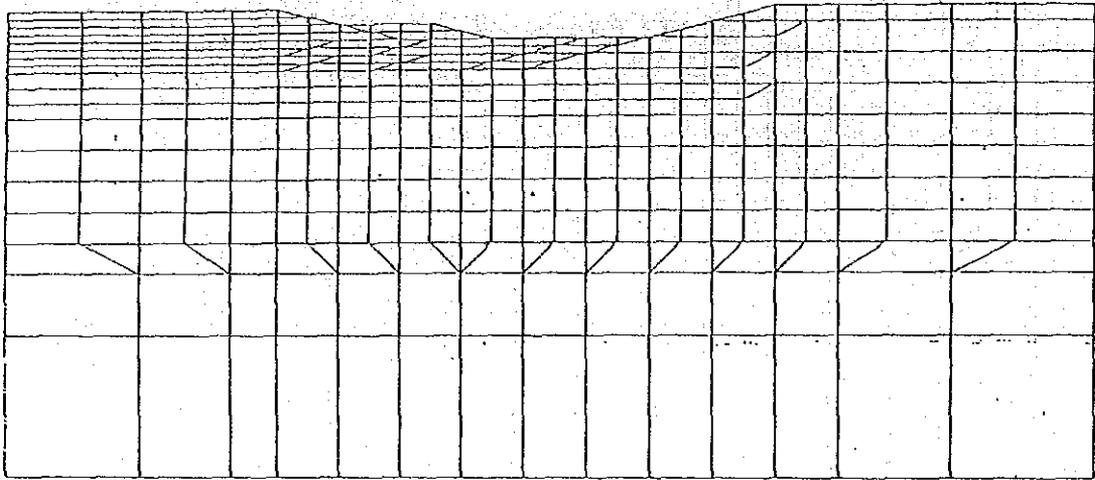
MODEL SCALE (m)
0.0 16.00

DISPLACEMENT SCALE (m)
0.0 64.00

LEGEND



STEP=4.0
TIME=22.0



STEP=5.0
TIME=33.0

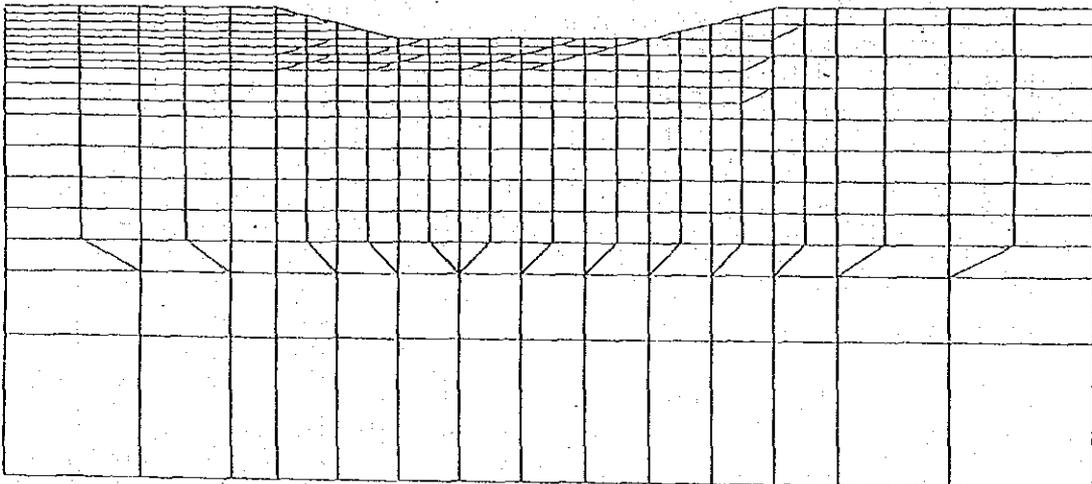
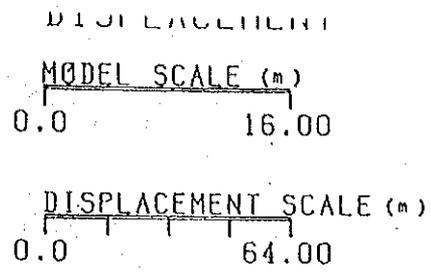
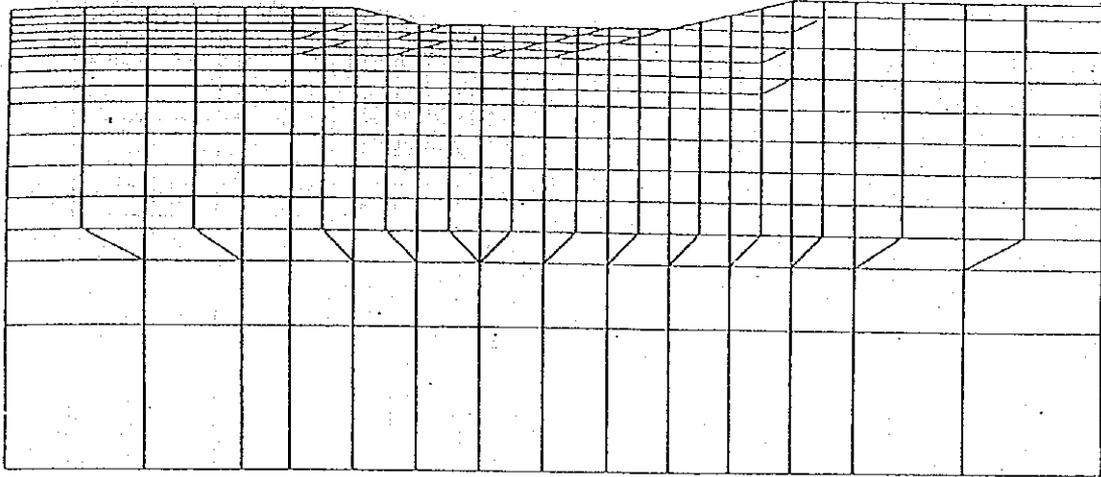


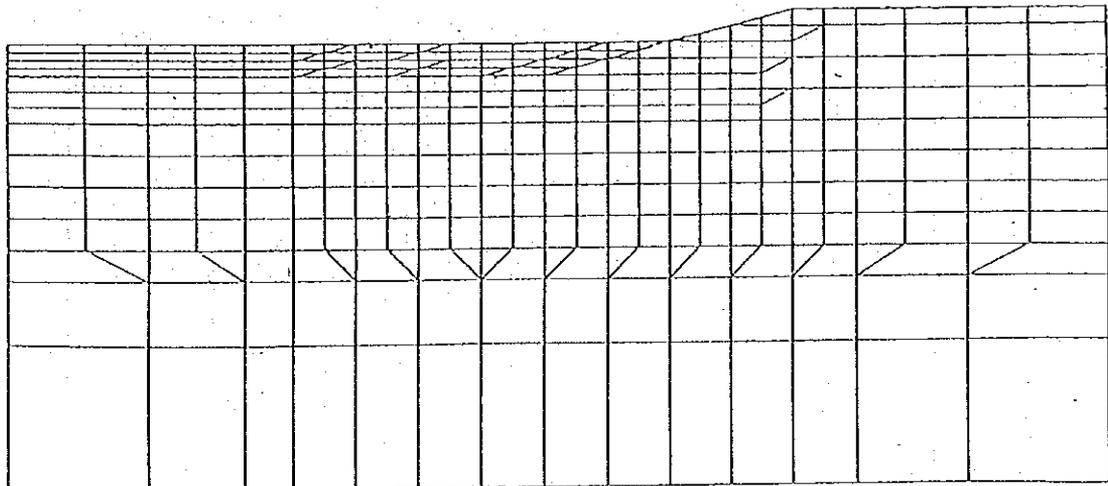
图 4.3.10 全体変位図 無処理短期安定問題斜面



STEP=6.0
TIME=39.0



STEP=7.0
TIME=54.0

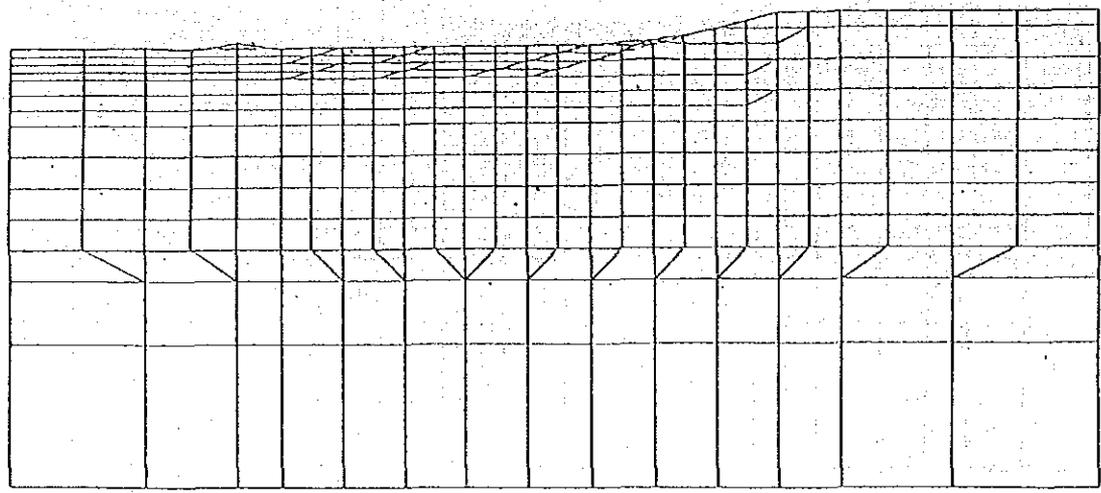


無処理短期安定問題斜面

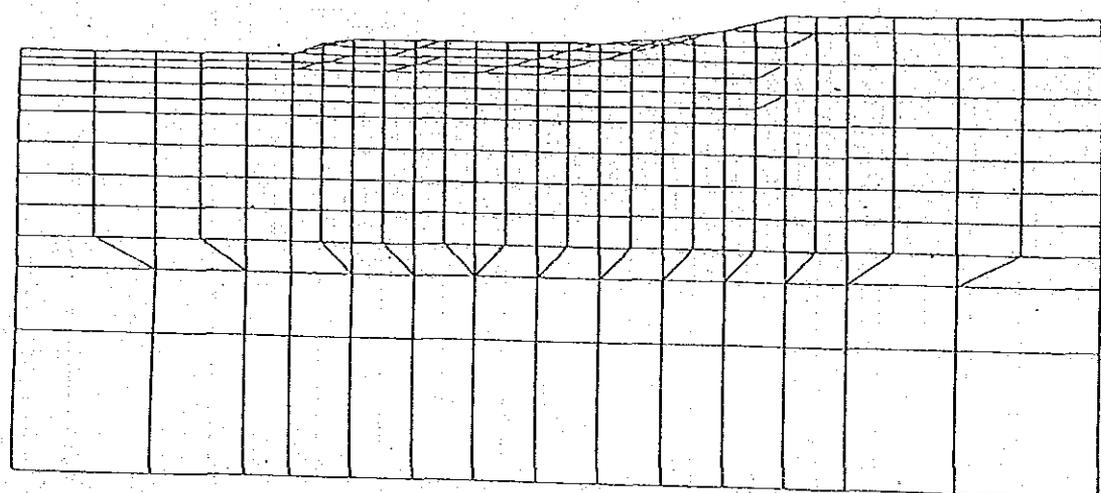
图 4.3.11 全体変位图

DISPLACEMENT
 MODEL SCALE (m)
 0.0 16.00
 DISPLACEMENT SCALE (m)
 0.0 64.00

LEGEND
 BEFORE
 AFTER
 STEP=8.0
 TIME=60.0



STEP=9.0
 TIME=65.0

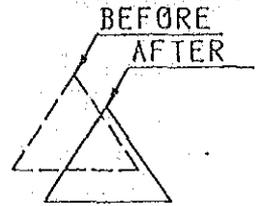
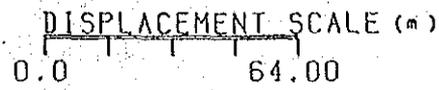
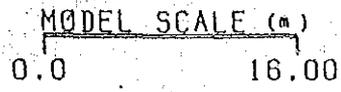


無処理短期安定問題斜面

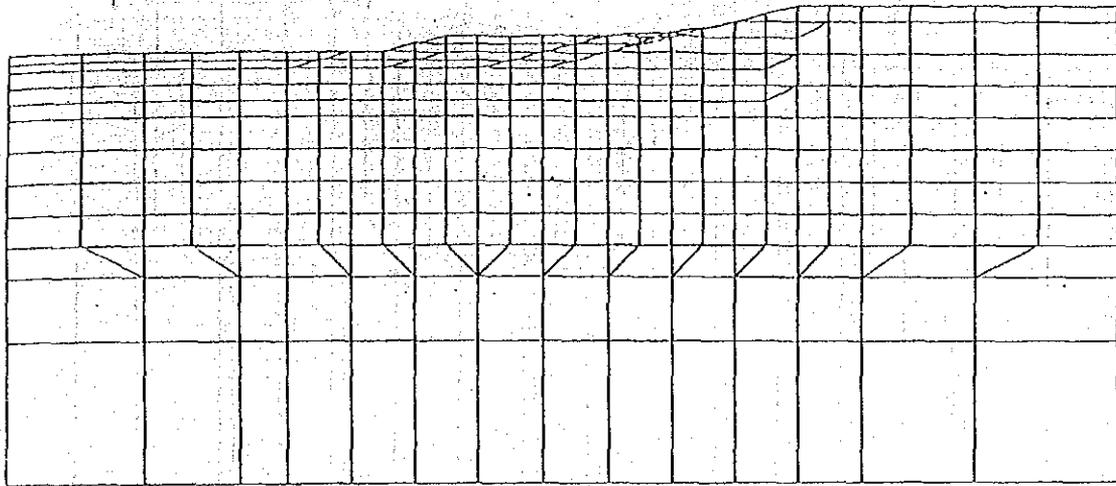
图 4.3.12 全体変位图

DISPLACEMENT

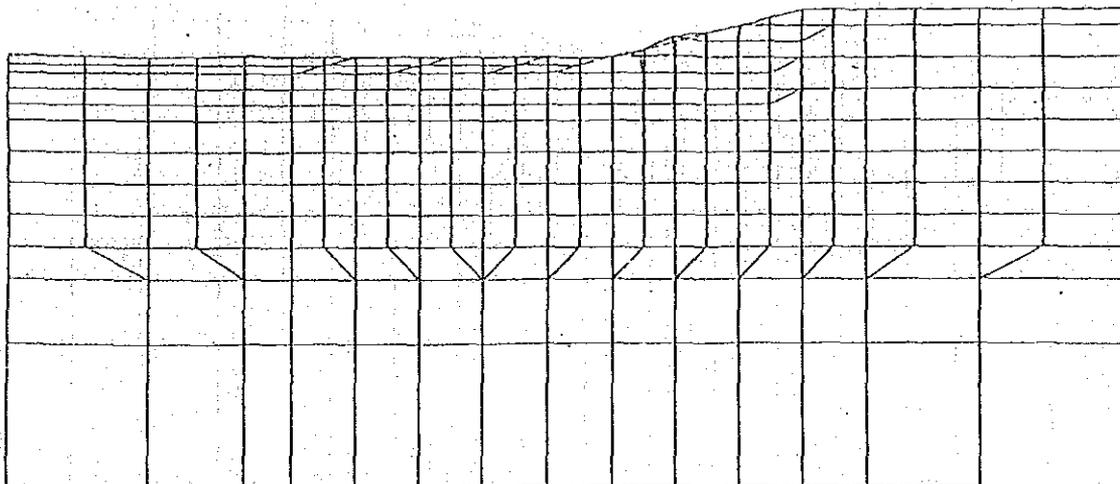
LEGEND



STEP=10.0
TIME=68.0



STEP=11.0
TIME=71.0

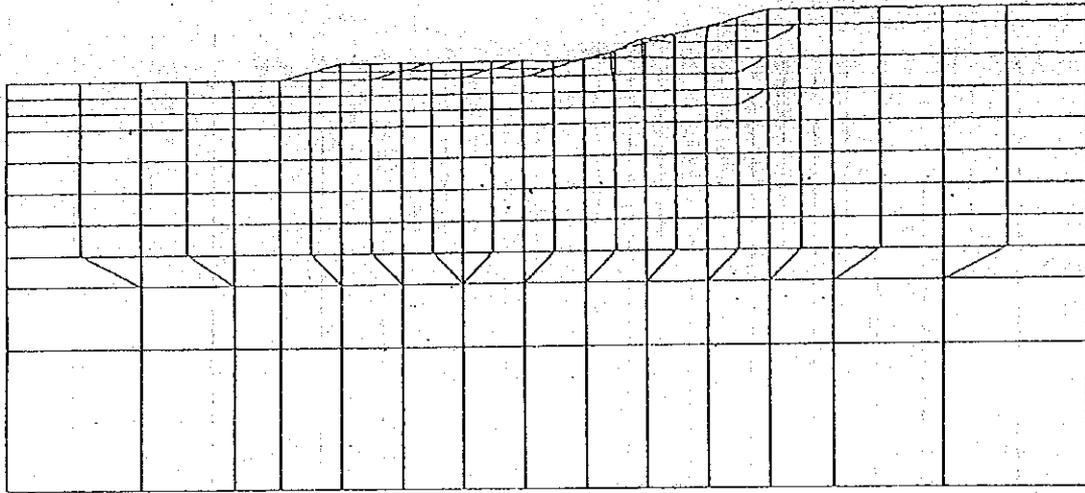


無処理短期安定問題斜面

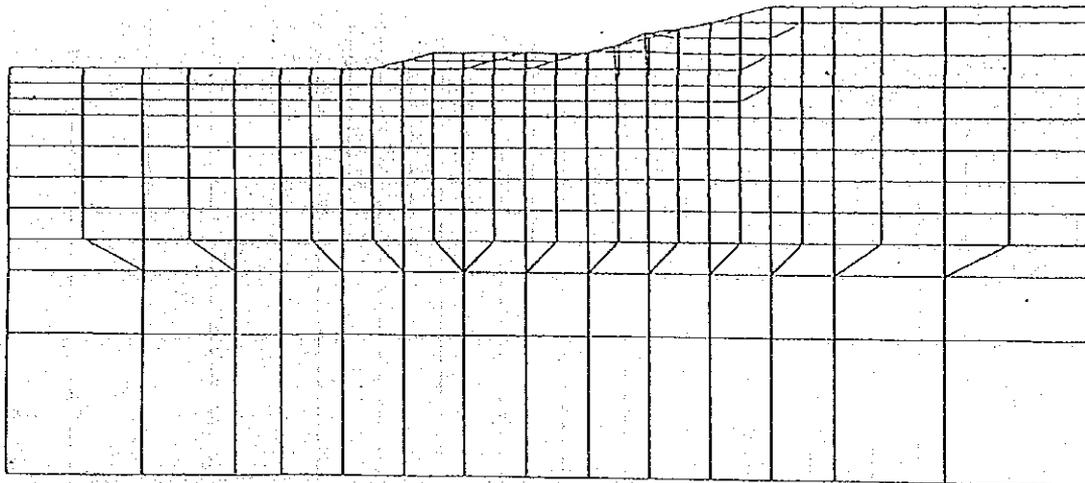
图 4.3.13 全体変位图

DISPLACEMENT
 MODEL SCALE (m)
 0.0 16.00
 DISPLACEMENT SCALE (m)
 0.0 64.00

LEGEND
 BEFORE
 AFTER
 STEP=12.0
 TIME=74.0



STEP=13.0
 TIME=77.0

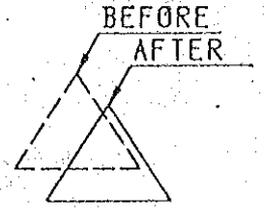
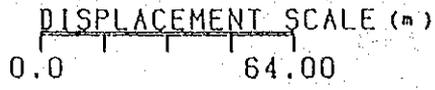
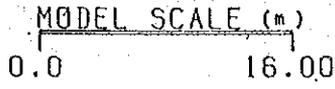


無処理短期安定問題斜面

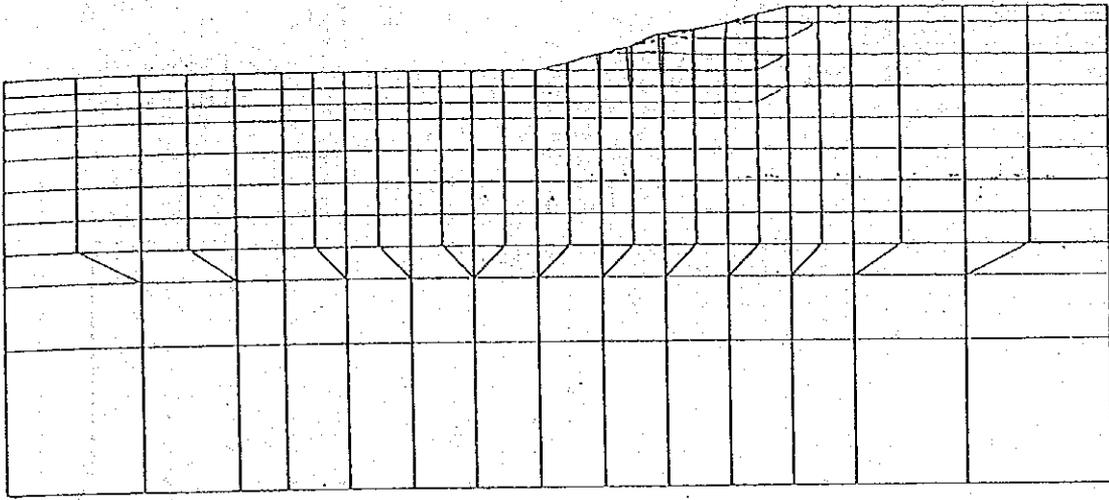
图 4.3.14 全体変位图

DISPLACEMENT

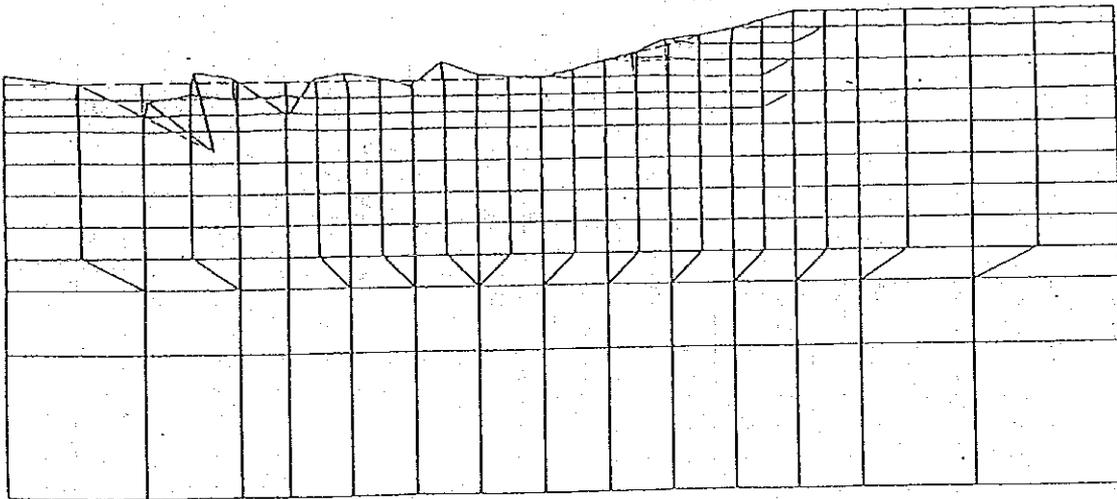
LEGEND



STEP=14.0
TIME=80.0



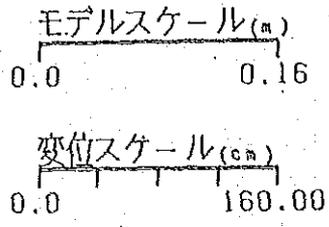
STEP=15.0
TIME=110.0



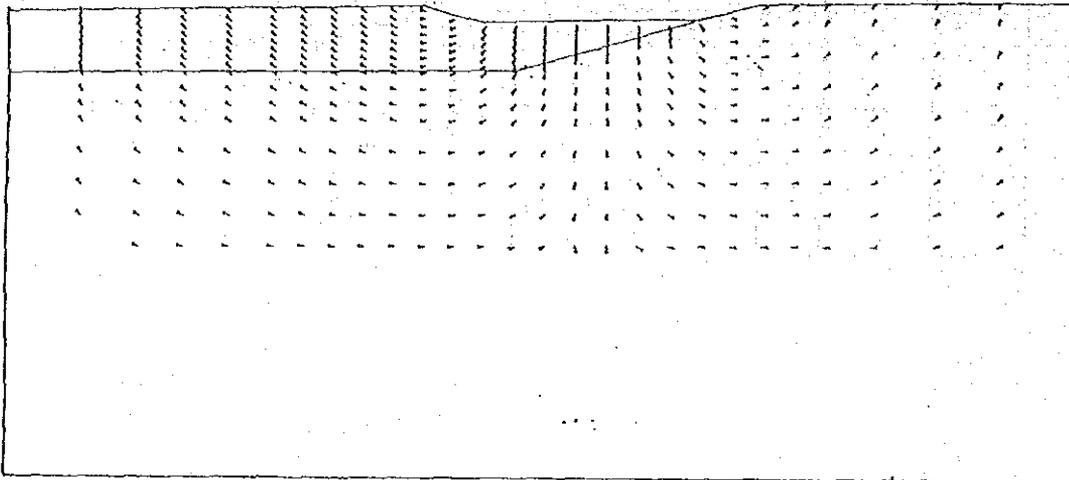
無処理短期安定問題斜面

图 4.3.15 全体変位图

変位ベクトル図



STEP=2.0
TIME=7.0



STEP=3.0
TIME=16.0

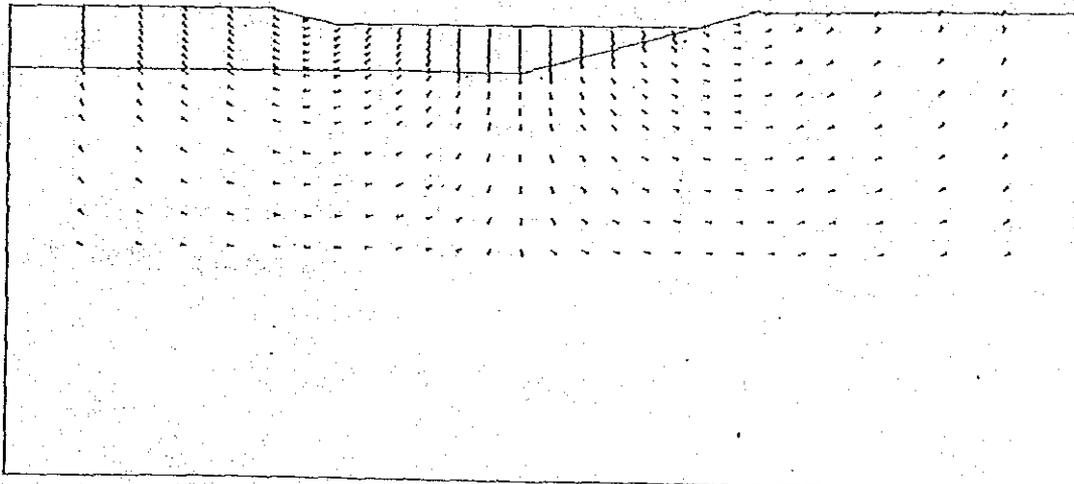


図 4.3.16 変位ベクトル図

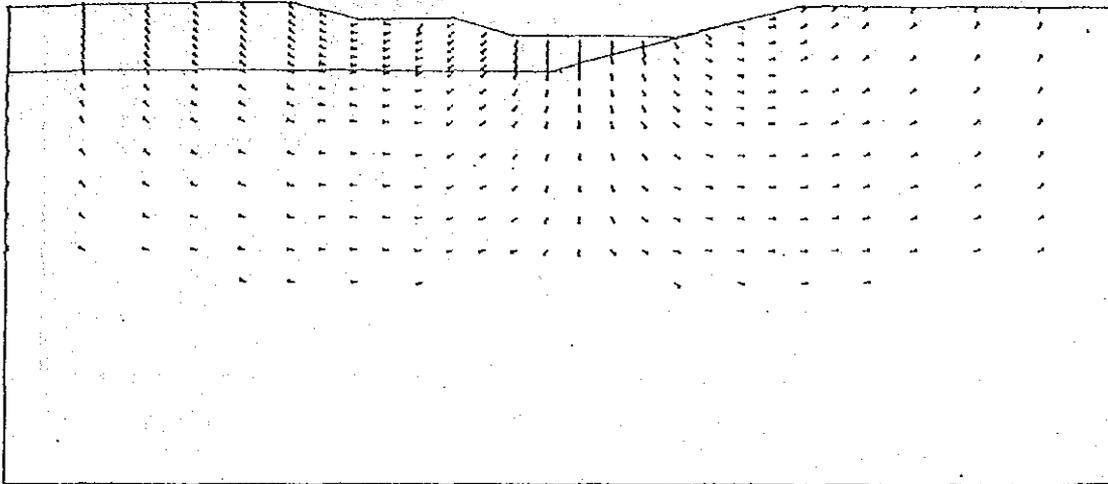
無処理短期安定問題斜面

変位ベクトル図

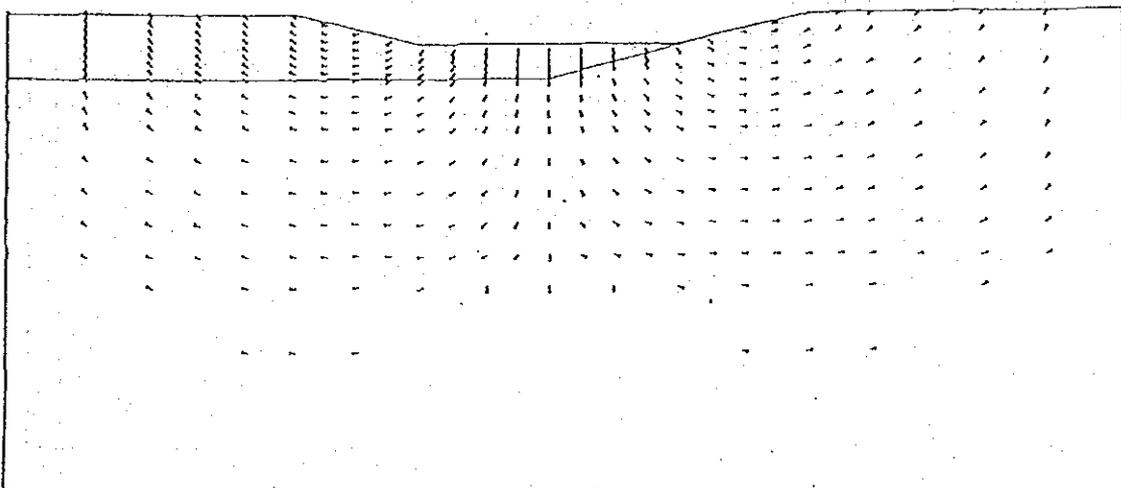
モデルスケール(m)
0.0 0.16

変位スケール(cm)
0.0 160.00

STEP=4.0
TIME=22.0



STEP=5.0
TIME=33.0



無処理短期安定問題斜面

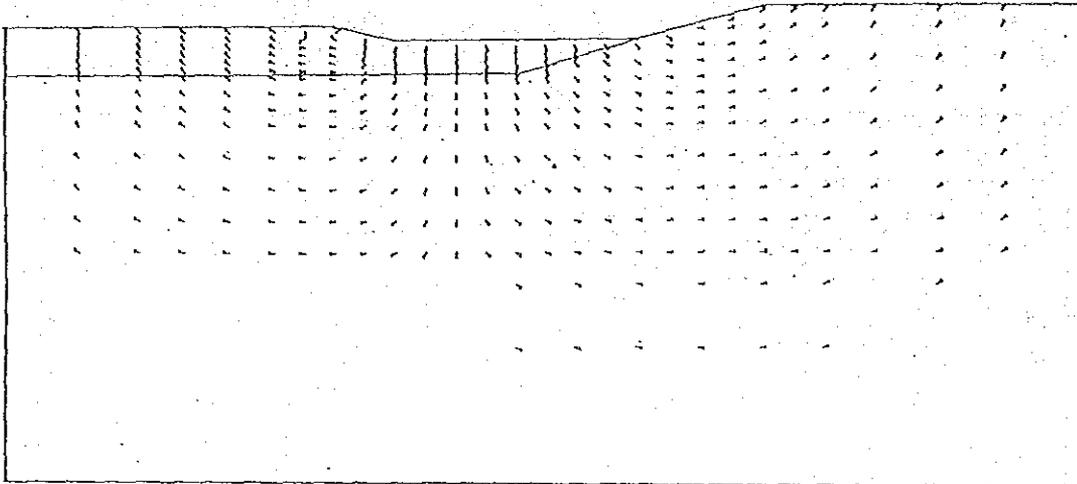
図 4.3.17 変位ベクトル図

変位ベクトル図

モデルスケール(m)
0.0 0.16

変位スケール(cm)
0.0 160.00

STEP=6.0
TIME=39.0



STEP=7.0
TIME=54.0

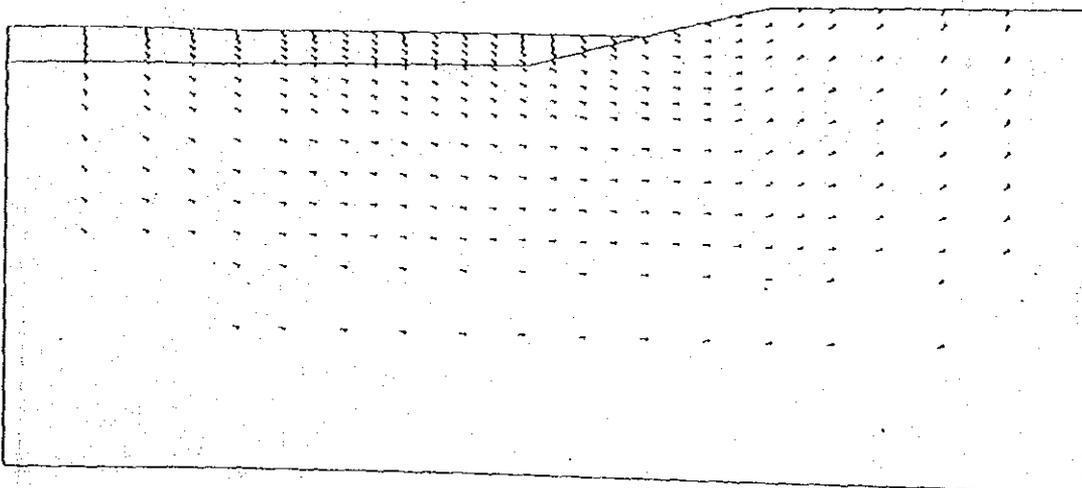


図 4.3.18 変位ベクトル図

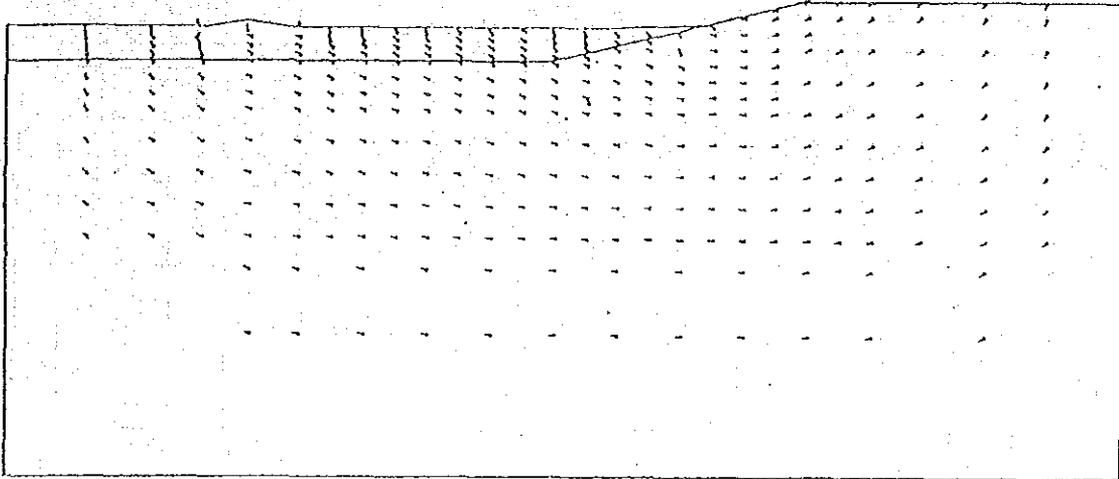
無処理短期安定間継斜面

変位ベクトル図

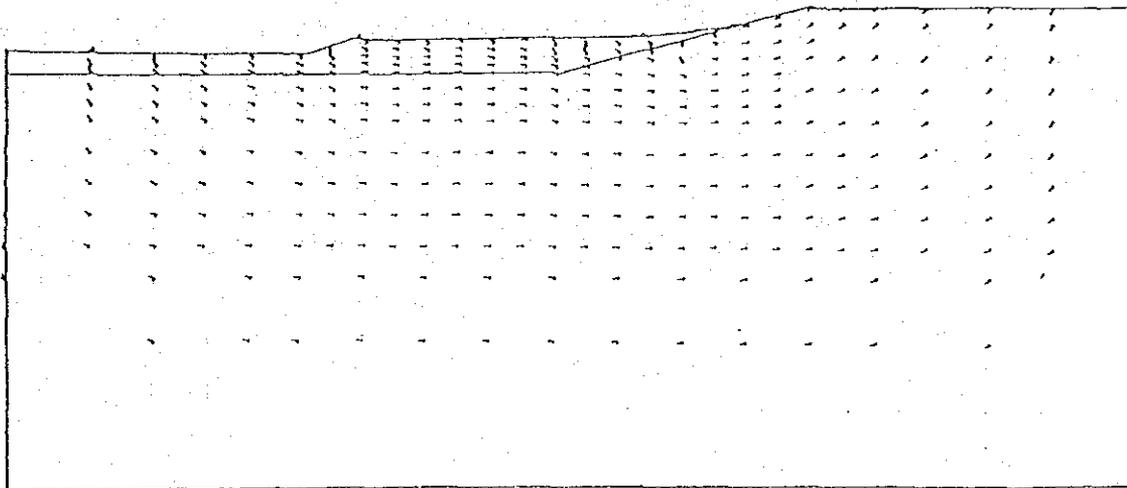
モデルスケール(m)
0.0 0.16

変位スケール(cm)
0.0 160.00

STEP=8.0
TIME=60.0

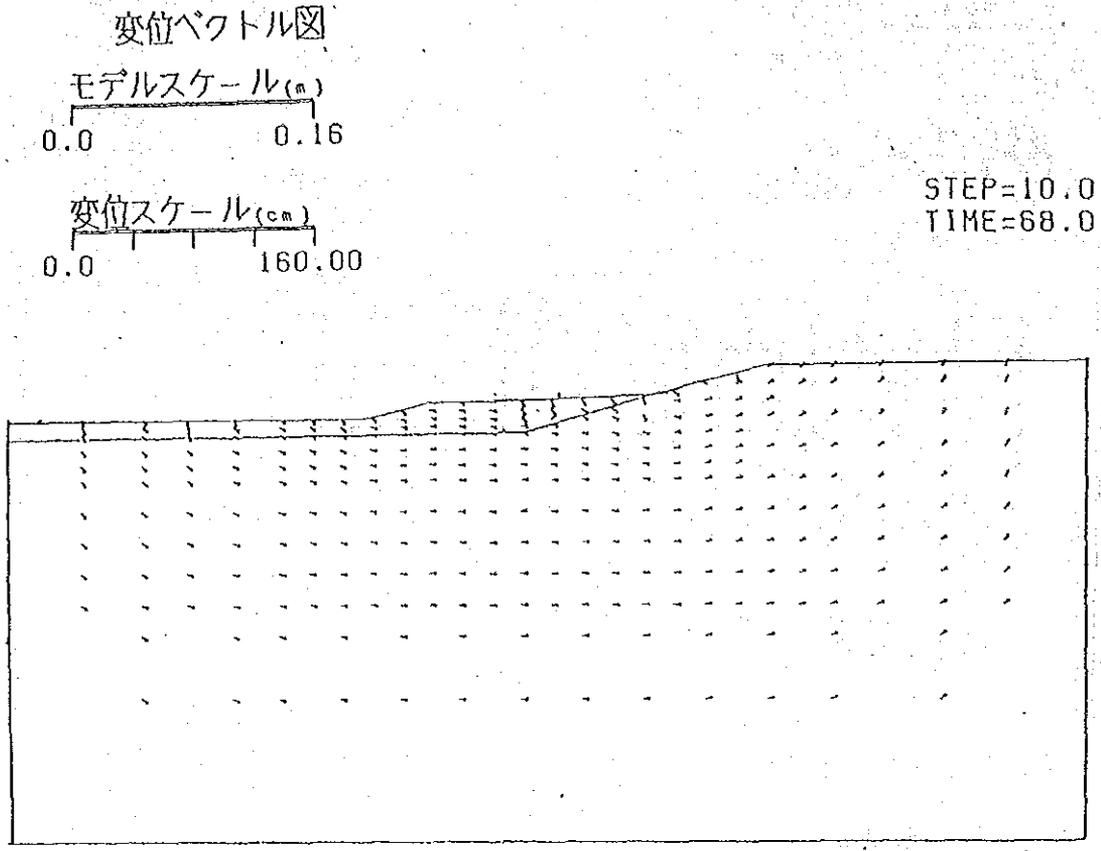


STEP=9.0
TIME=65.0



無処理短期安定問題斜面

図 4.3.19 変位ベクトル図

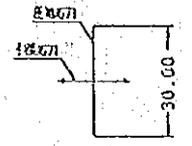


無処理短期安定問題斜面

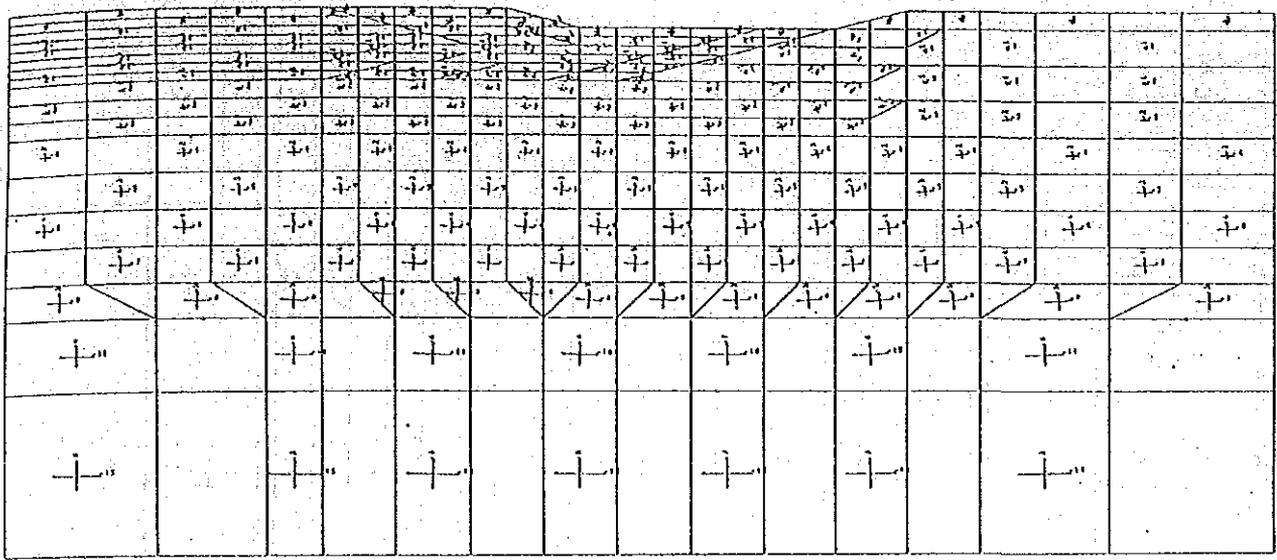
図 4.3.20 変位ベクトル図

主応力図
モデルスケール
0.0 8.00H

応力スケール
(1/N2)

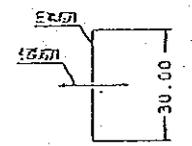


STEP=2.0
TIME=7.0

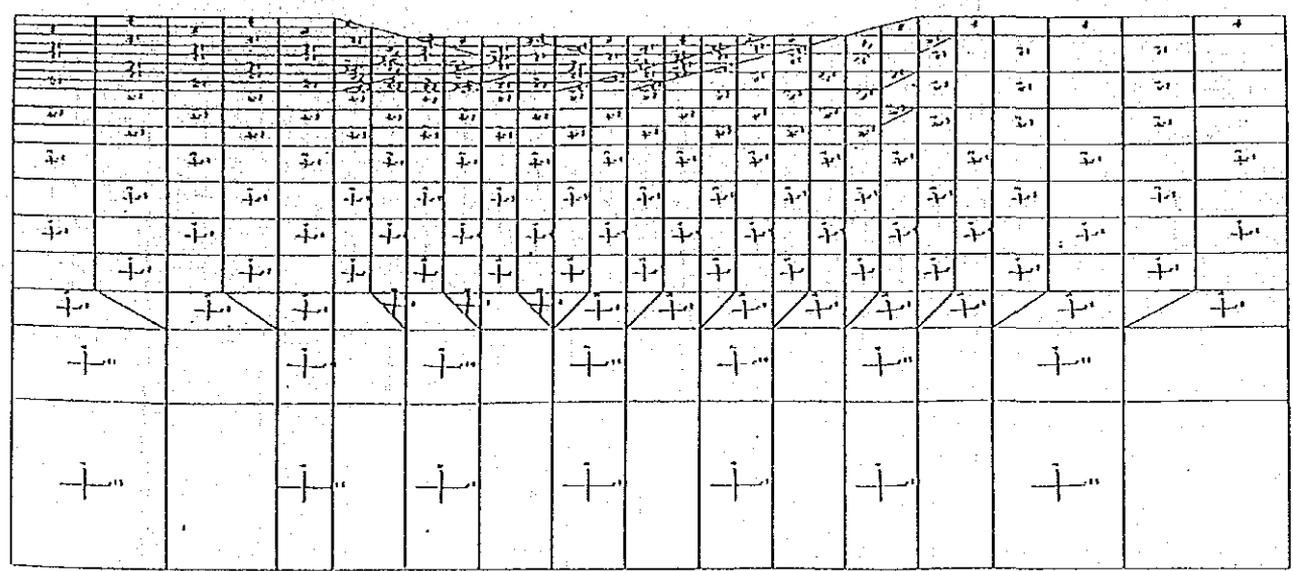


主応力図
モデルスケール
0.0 3.00H

応力スケール
(1/N2)



STEP=3.0
TIME=16.0

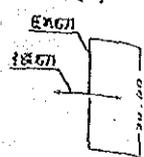


無処理短期安定問題斜面

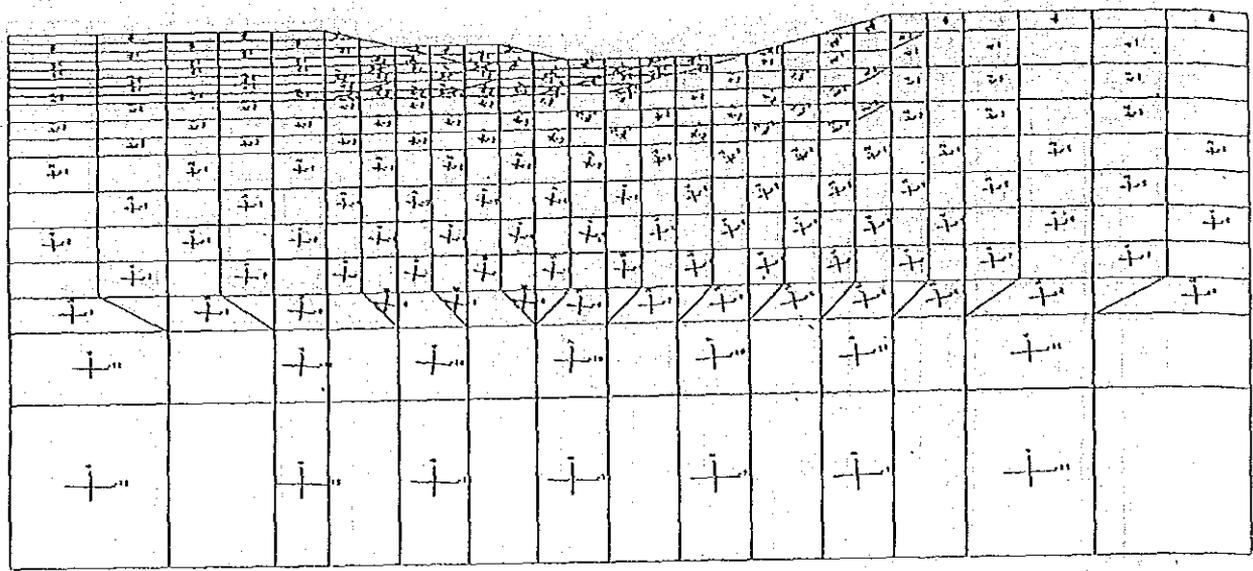
図 4.3.21 応力図

主応力図
モデルスケール
0.0 8.00m

応力スケール
(1/12)

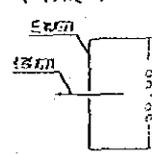


STEP=4.0
TIME=22.0

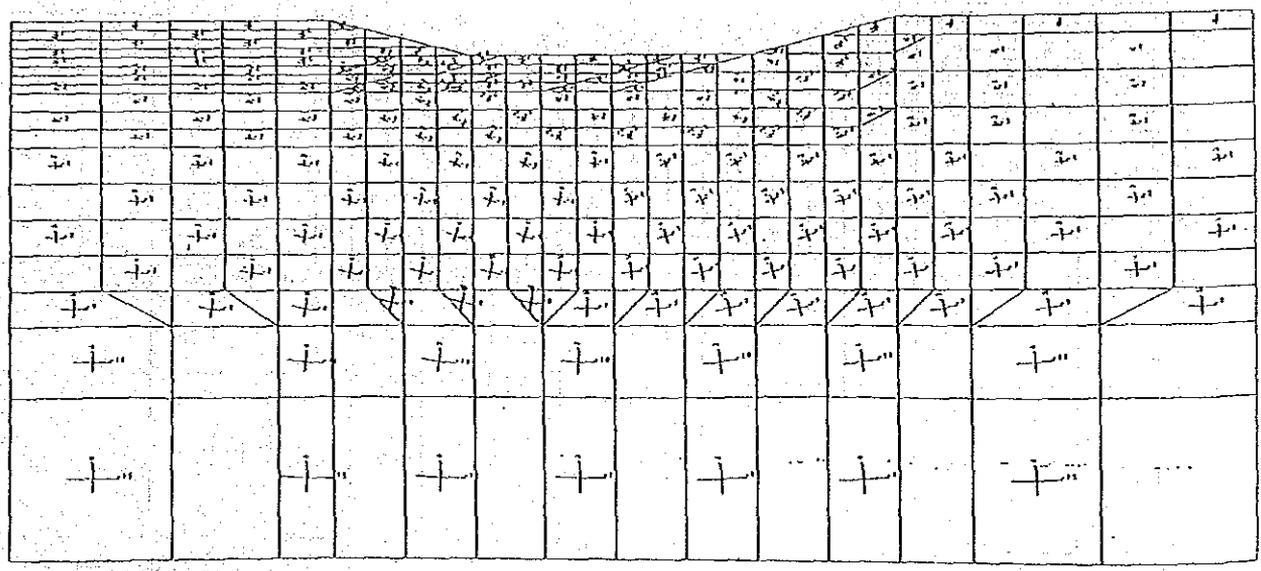


主応力図
モデルスケール
0.0 3.00m

応力スケール
(1/12)



STEP=5.0
TIME=33.0



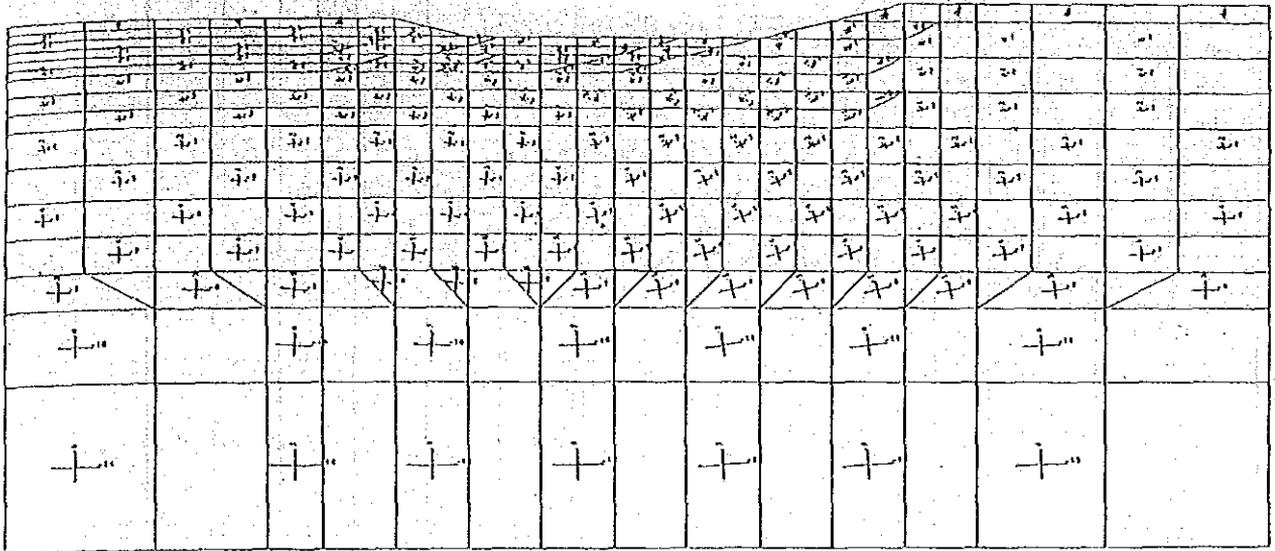
無処理短期安定問題斜面

図 4.3.22 応力図

主応力図
モデルスケール
0:0 3.00H

応力スケール
(1/102)
52.0N
18.0N
30.00

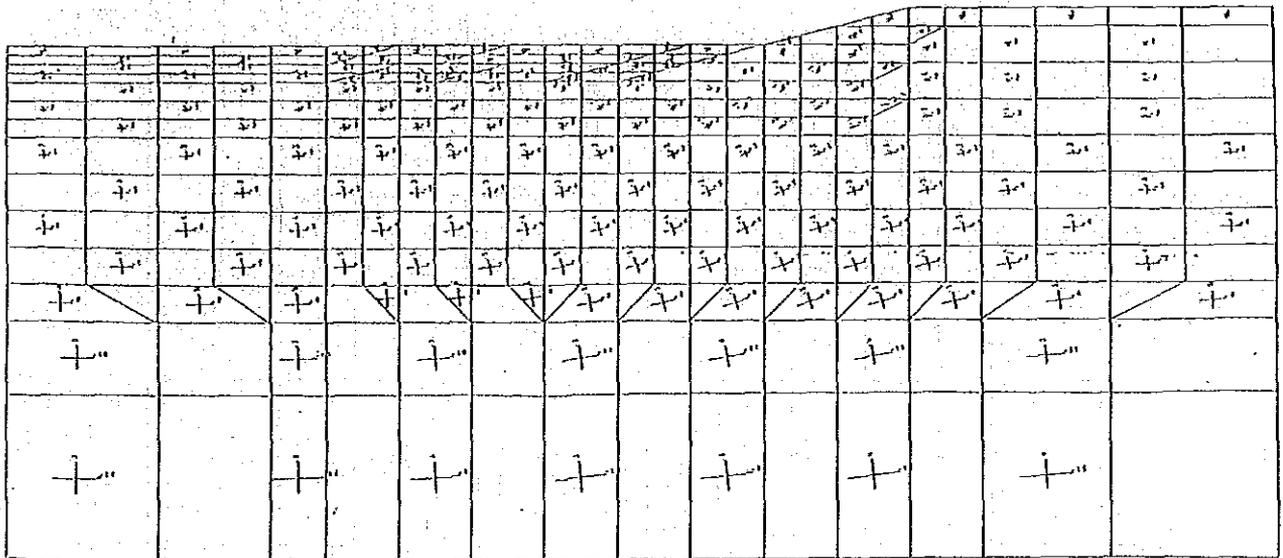
STEP=6.0
TIME=39.0



主応力図
モデルスケール
0:0 8.00H

応力スケール
(1/102)
52.0N
18.0N
30.00

STEP=7.0
TIME=54.0

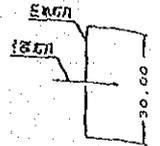


無処理短期安定問題斜面

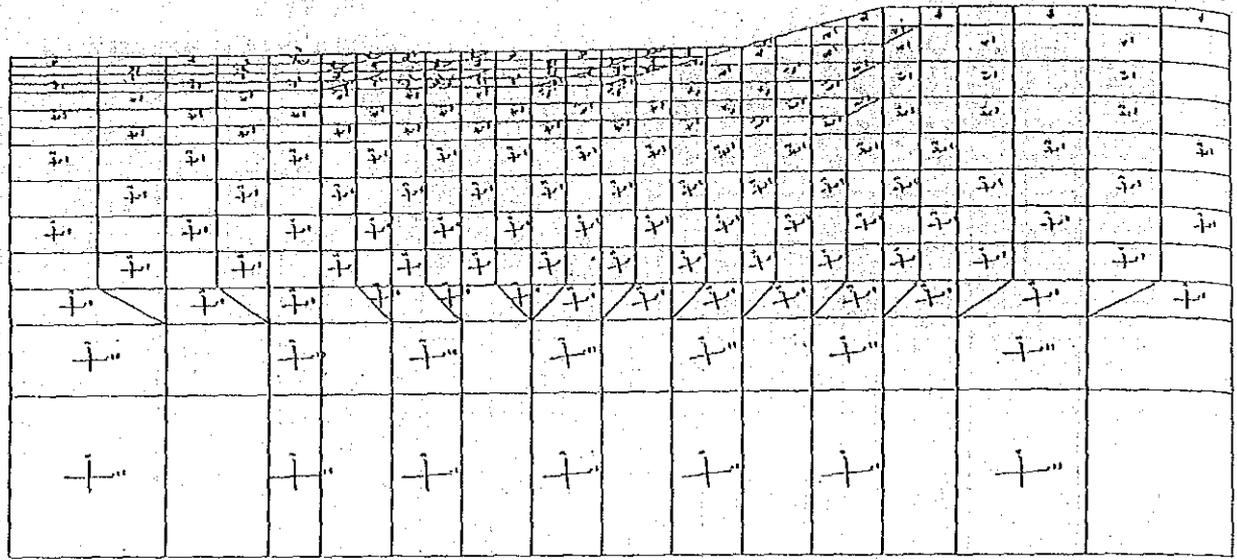
図 4.3.23 応力図

三叉刀図
モデルスケール
0.0 3.00H

応力スケール
(T/H²)

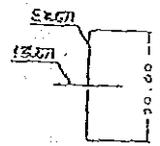


STEP=8.0
TIME=60.0

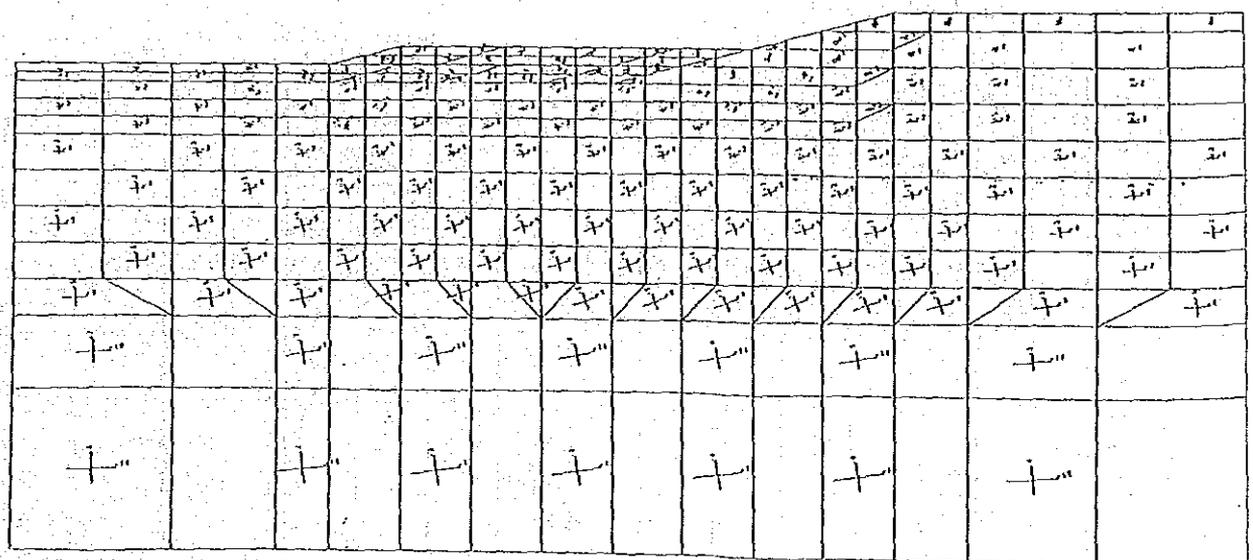


三叉刀図
モデルスケール
0.0 8.20H

応力スケール
(T/H²)



STEP=9.0
TIME=65.0

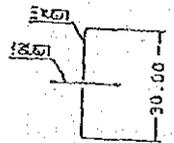


無処理短期安定問題斜面

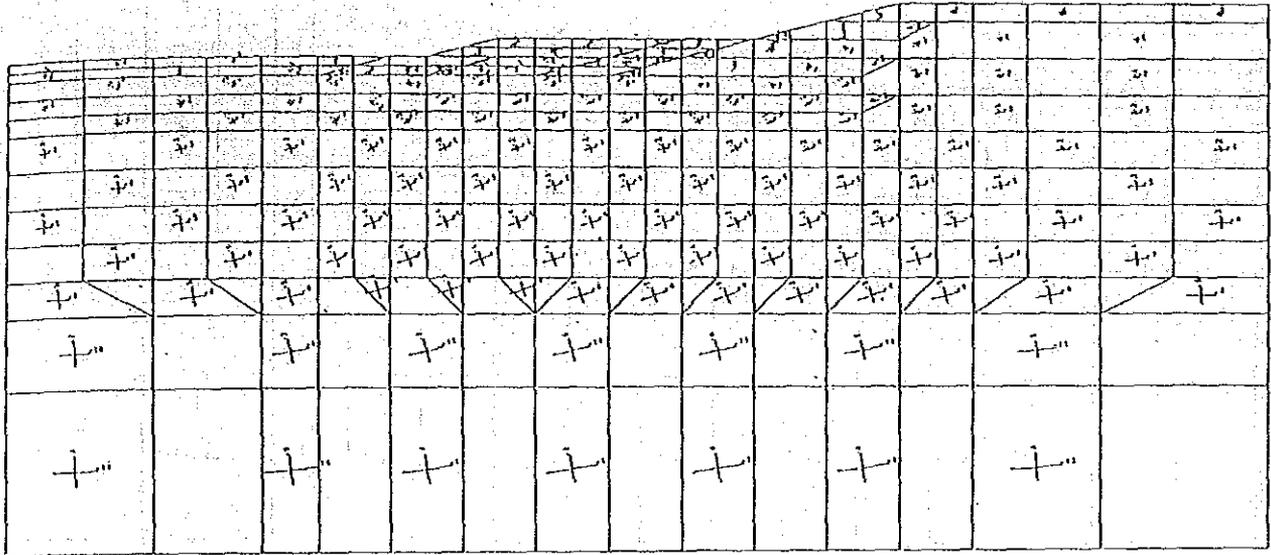
図 4.3.24 応力図

三次元図
モデルスケール
0.0 9.00H

応力スケール
(T/H²)

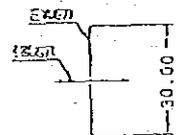


STEP=10.0
TIME=68.0

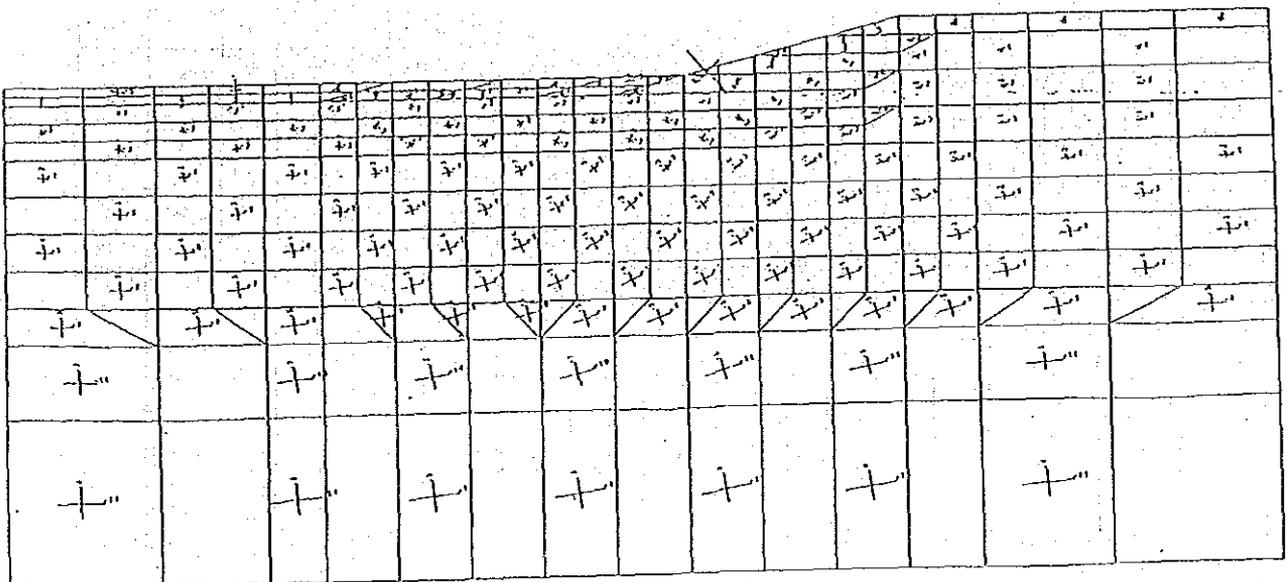


三次元図
モデルスケール
0.0 9.00H

応力スケール
(T/H²)



STEP=11.0
TIME=71.0

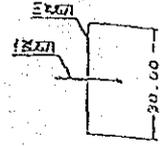


無処理短期安定問題斜面

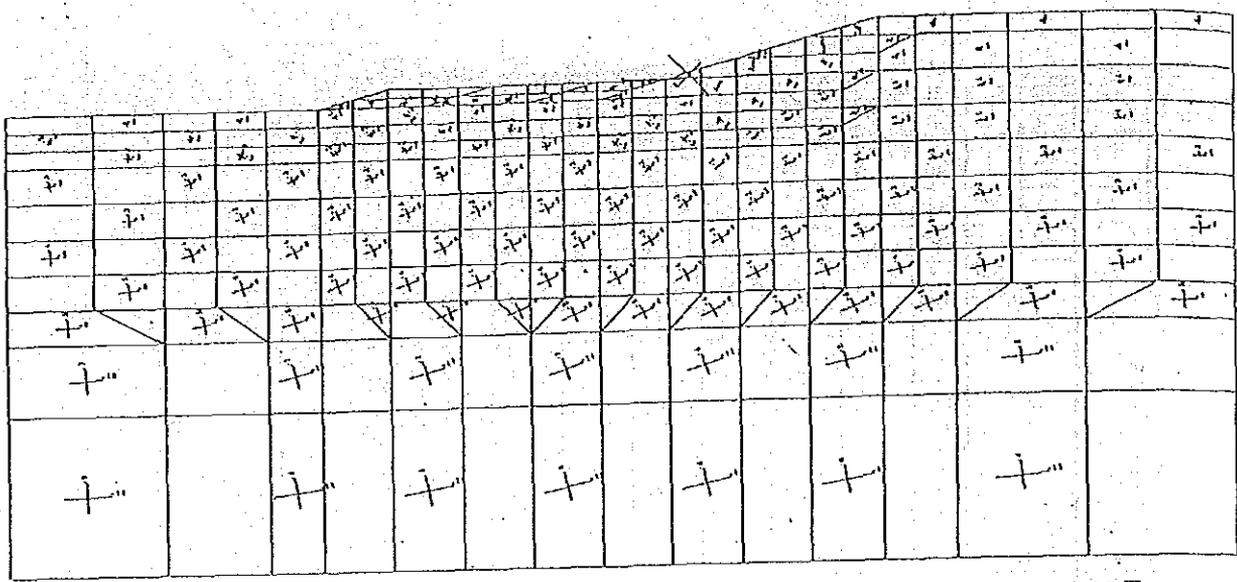
図 4.3.25 応力図

モデルスケール
0.0 3.00H

応力スケール
(1/H²)



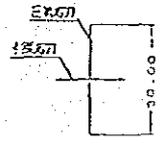
STEP=12.0
TIME=74.0



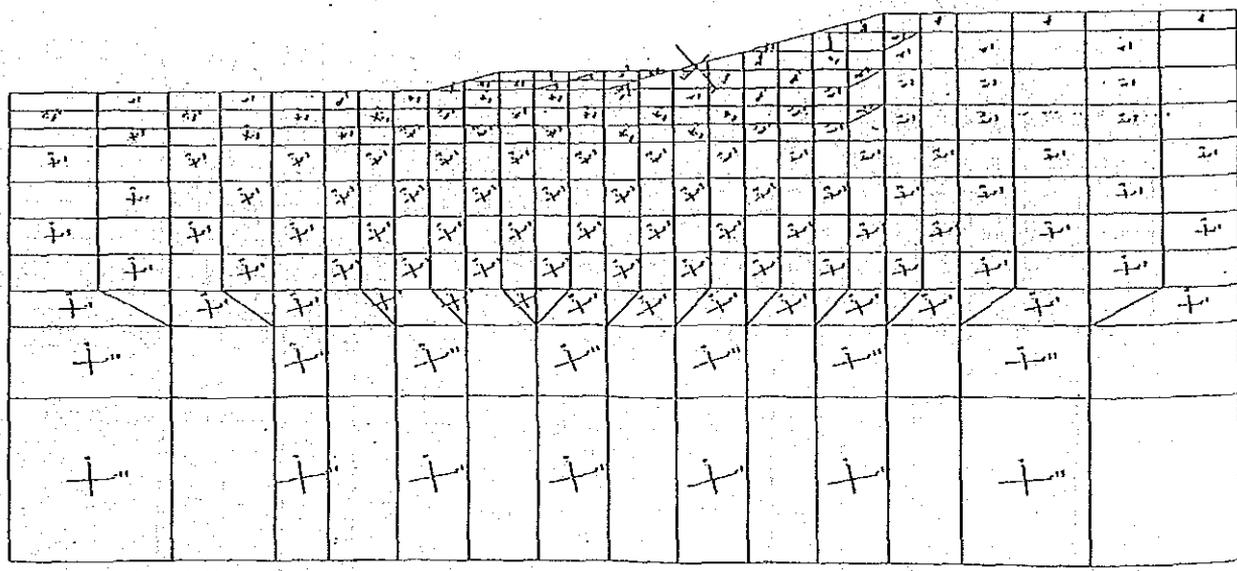
モデル図

モデルスケール
0.0 3.00H

応力スケール
(1/H²)



STEP=13.0
TIME=77.0



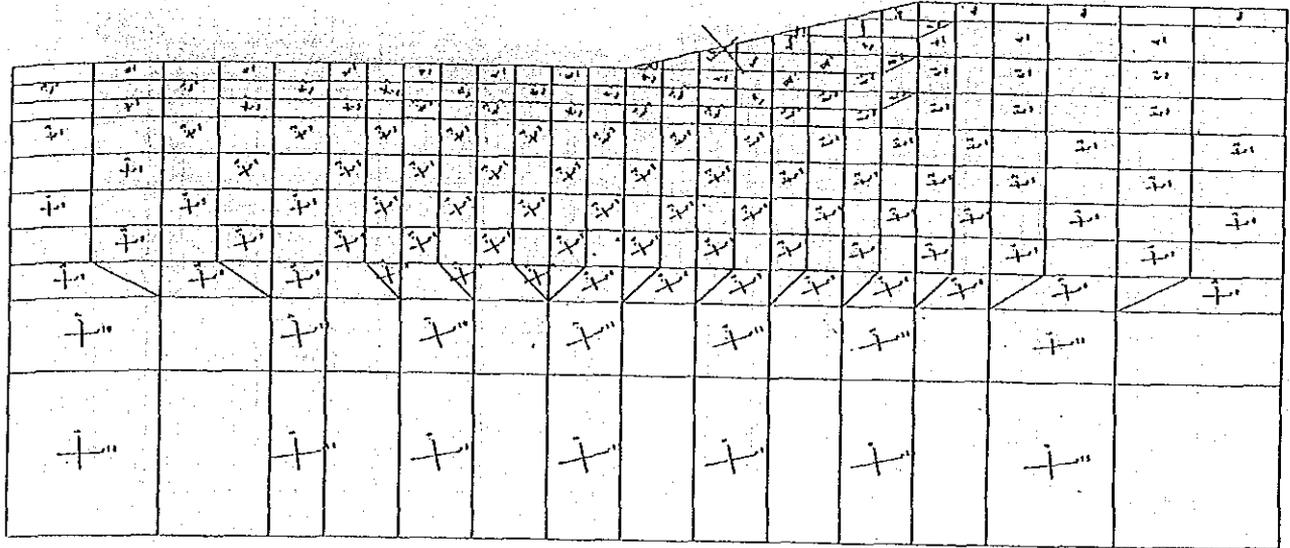
無処理短期安定問題斜面

図 4.3.26 応力図

三视图
モデルスケール
0.0 3.00H

STEP=14.0
TIME=80.0

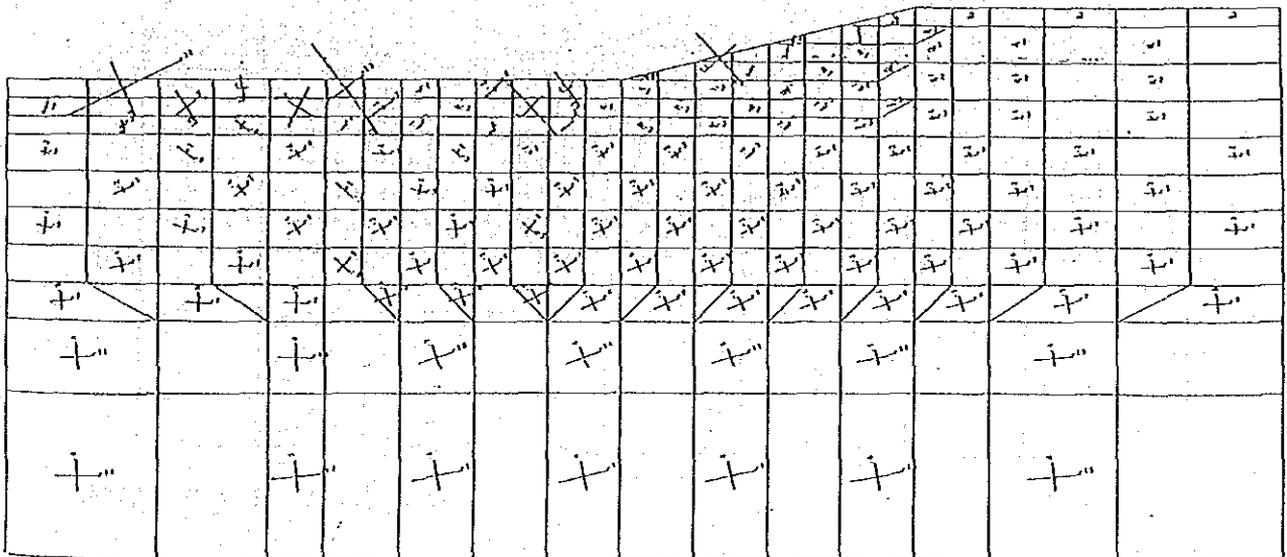
冠ノスケール
(1/12)
5.00H
1.50H
30.00



三视图
モデルスケール
0.0 3.00H

STEP=15.0
TIME=110.0

冠ノスケール
(1/12)
5.00H
1.50H
30.00

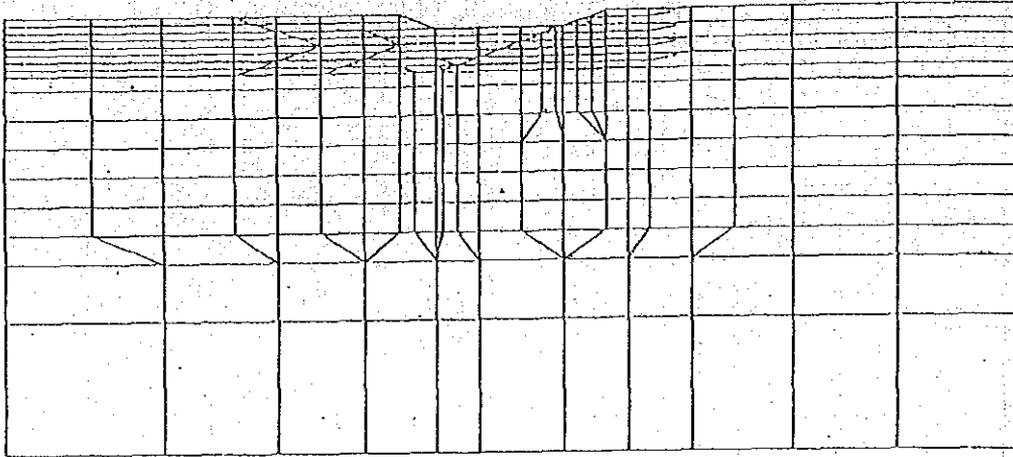


無処理短期安定問題斜面

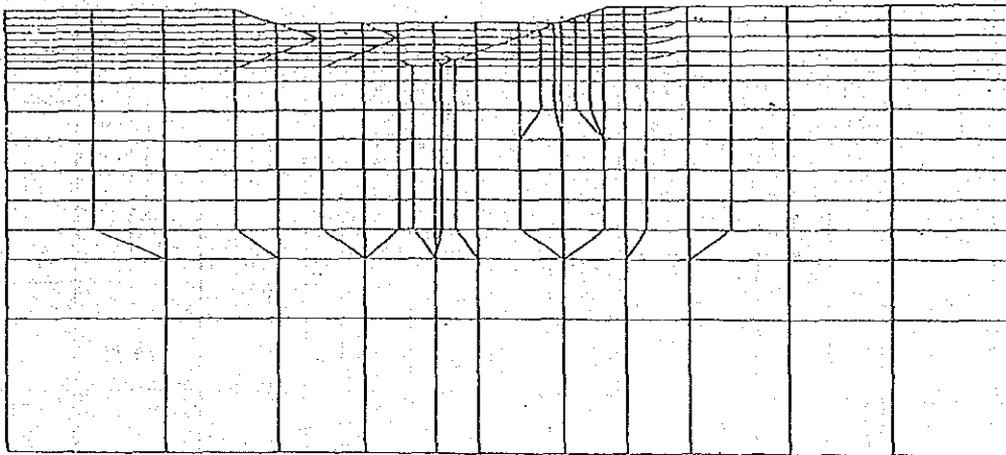
図 4.3.27 応力図

DISPLACEMENT
 MODEL SCALE (m)
 0.0 16.00
 DISPLACEMENT SCALE (m)
 0.0 64.00

LEGEND
 BEFORE
 AFTER
 STEP=2.0
 TIME=7.0



STEP=3.0
 TIME=16.0



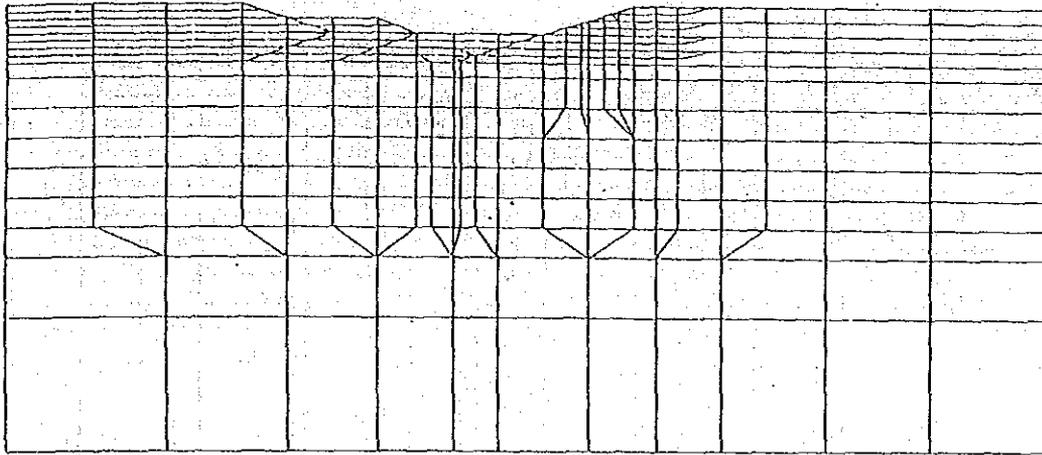
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.28 全体変位図

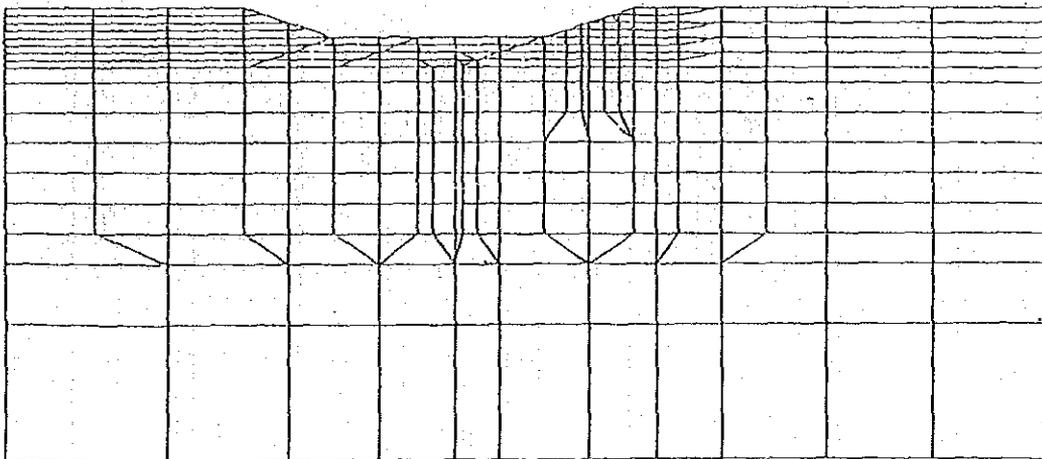
DISPLACEMENT
 MODEL SCALE (m)
 0.0 16.00
 DISPLACEMENT SCALE (m)
 0.0 64.00



STEP=4.0
 TIME=22.0



STEP=5.0
 TIME=33.0

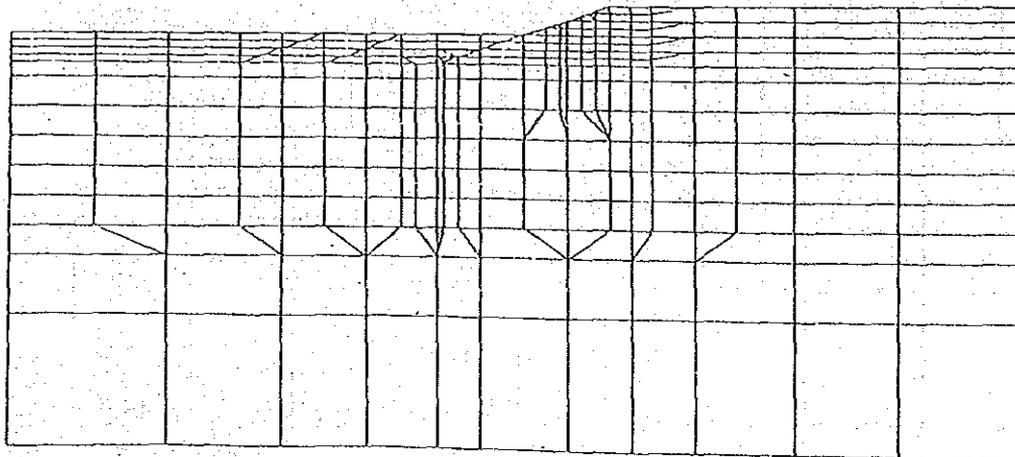
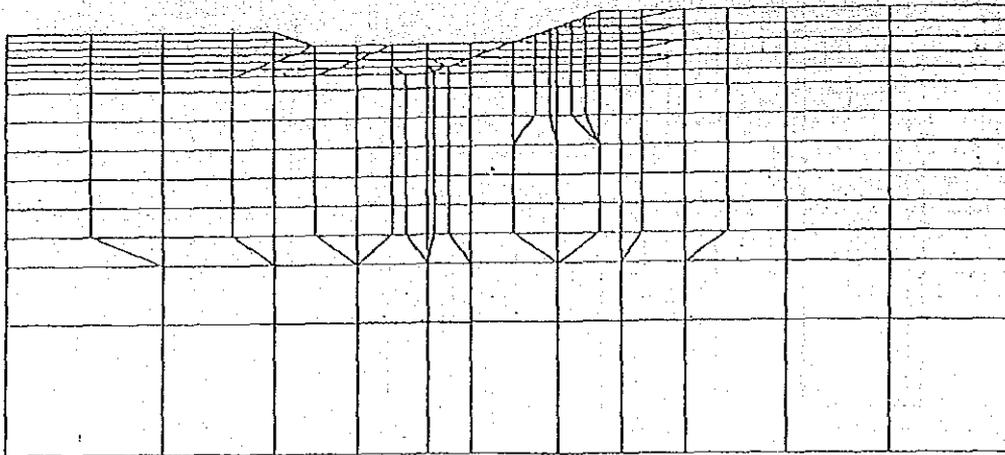


ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.29 全体変位図

DISPLACEMENT
 MODEL SCALE (m)
 0.0 16.00
 DISPLACEMENT SCALE (m)
 0.0 64.00

LEGEND
 BEFORE
 AFTER
 STEP=6.0
 TIME=48.0



STEP=7.0
 TIME=63.0

ソイルセメントカラム処理斜面

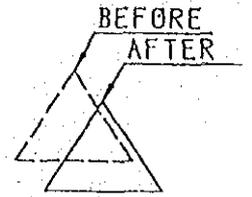
図 4.3.30 全体変位図

DISPLACEMENT

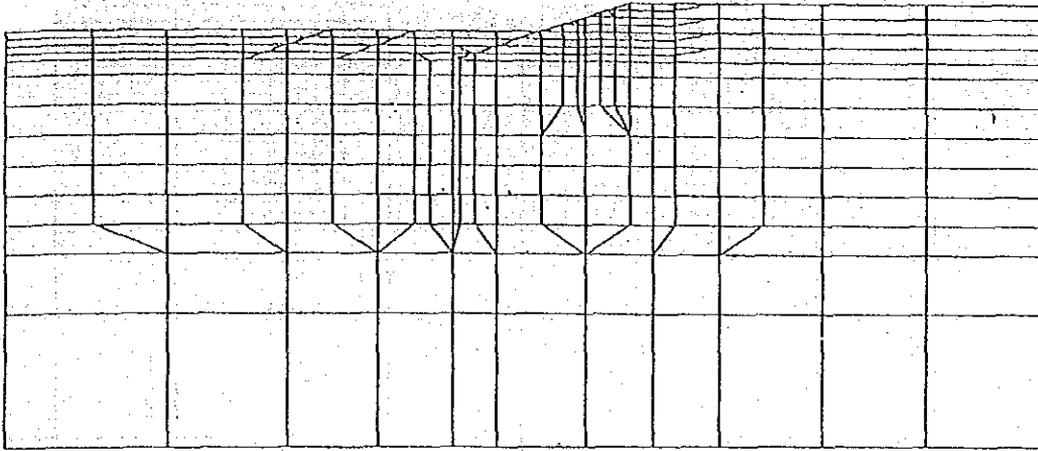
MODEL SCALE (m)
0.0 16.00

DISPLACEMENT SCALE (m)
0.0 64.00

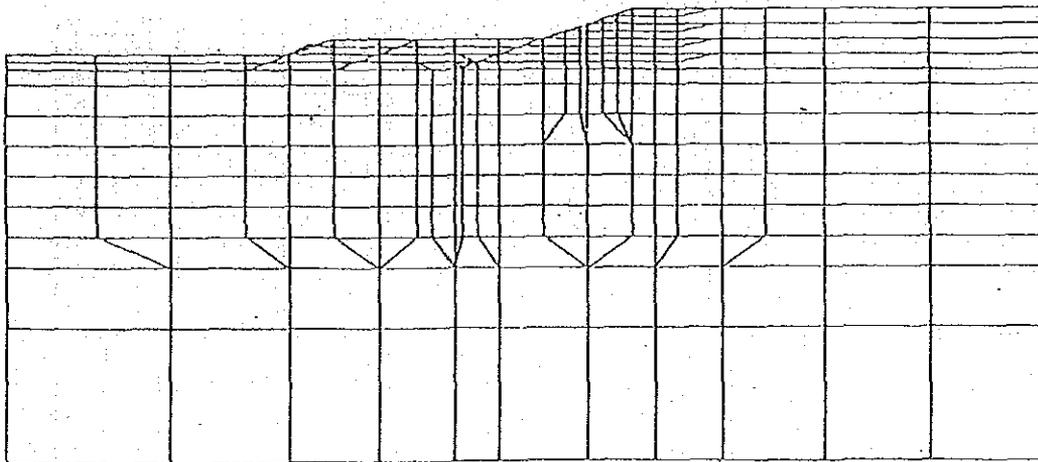
LEGEND



STEP=8.0
TIME=69.0



STEP=9.0
TIME=74.0



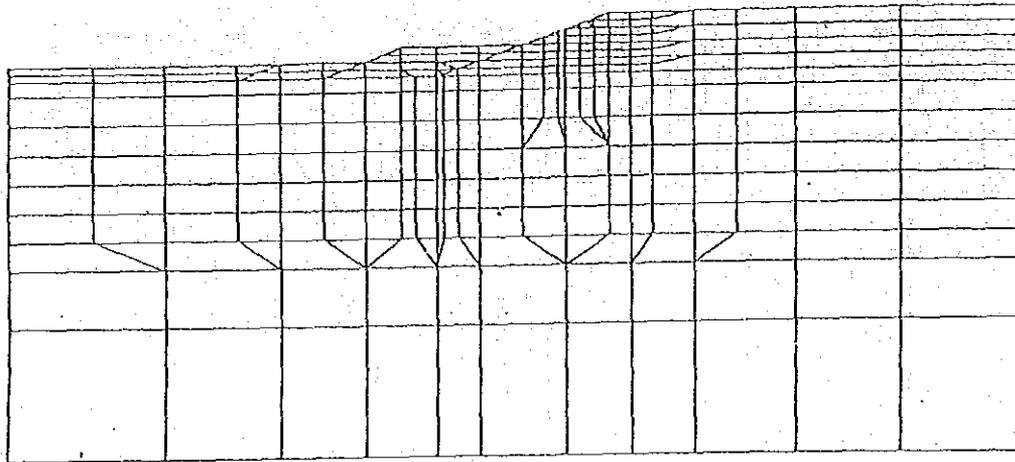
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.31 全体変位図

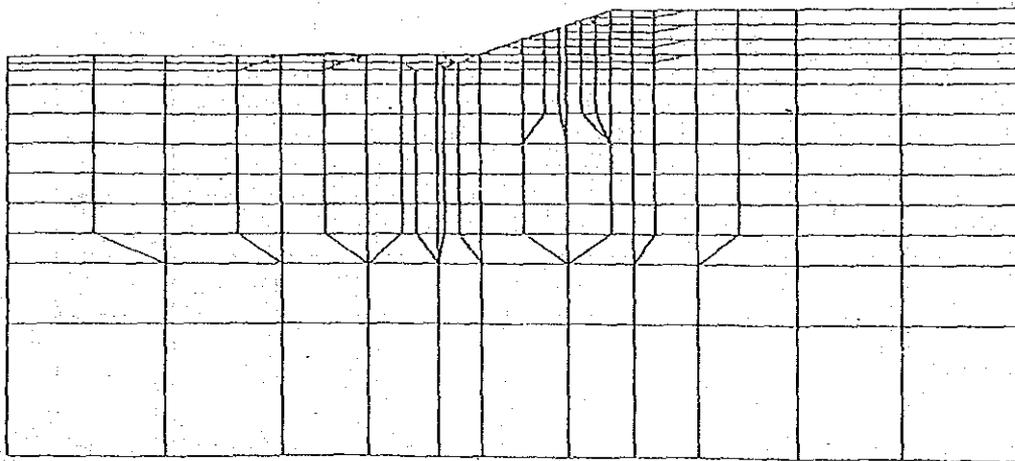
DISPLACEMENT
 MODEL SCALE (m)
 0.0 16.00
 DISPLACEMENT SCALE (m)
 0.0 64.00



STEP=10.0
 TIME=77.0



STEP=11.0
 TIME=80.0



ソイルセメントカラム処理斜面

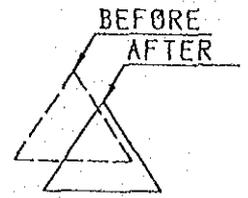
図 4.3.32 全体変位図

DISPLACEMENT

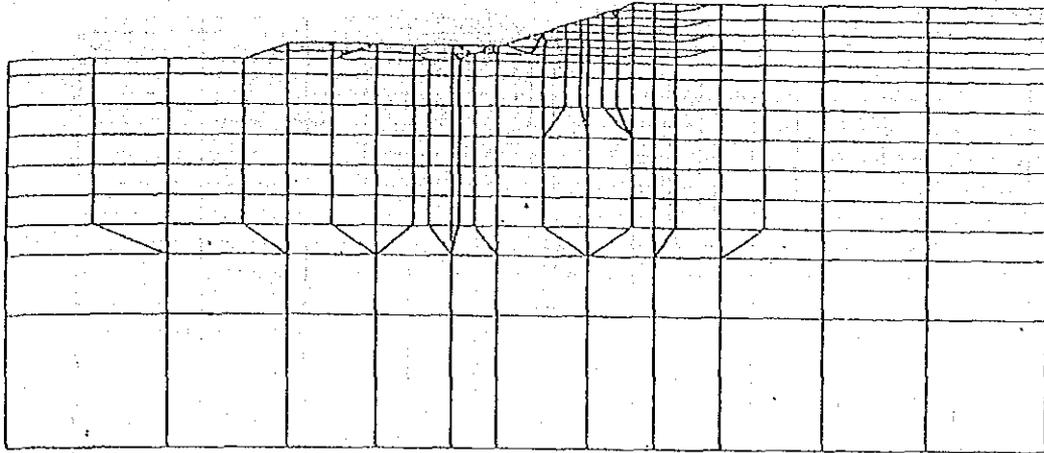
MODEL SCALE (m)
0.0 16.00

DISPLACEMENT SCALE (m)
0.0 64.00

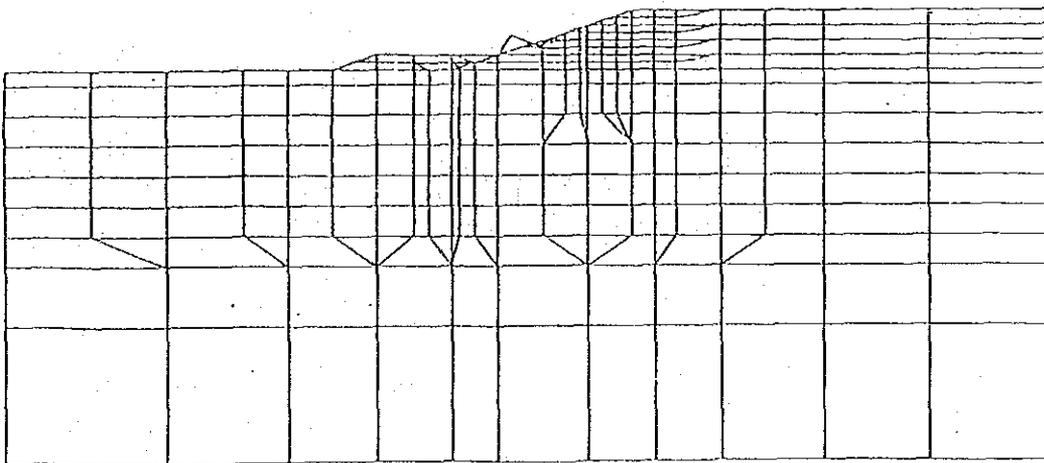
LEGEND



STEP=12.0
TIME=83.0

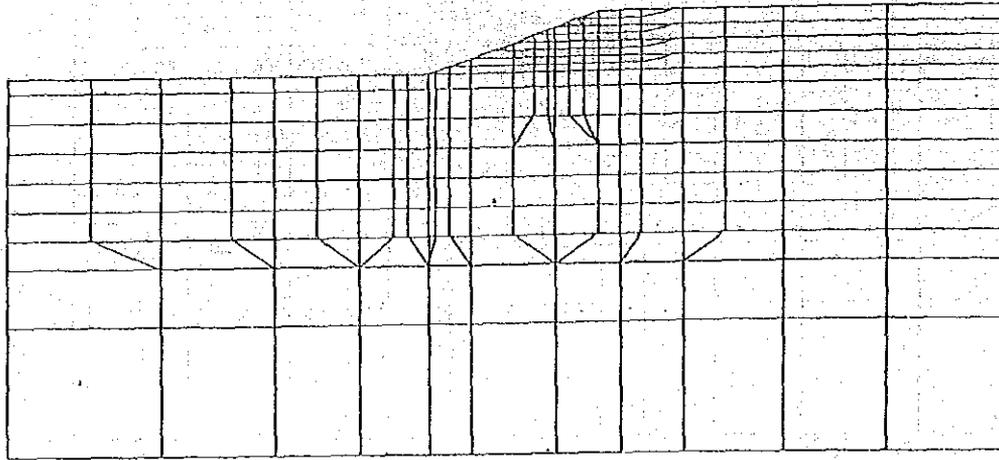
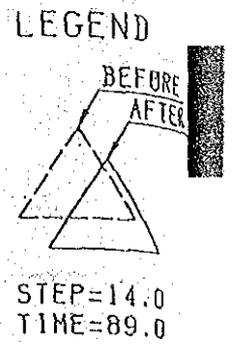
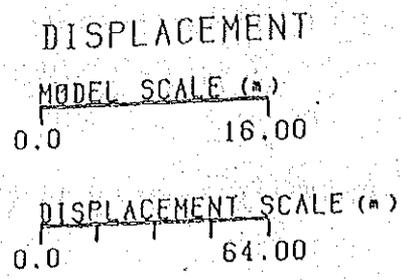


STEP=13.0
TIME=86.0



ソイルセメントカラム処理斜面

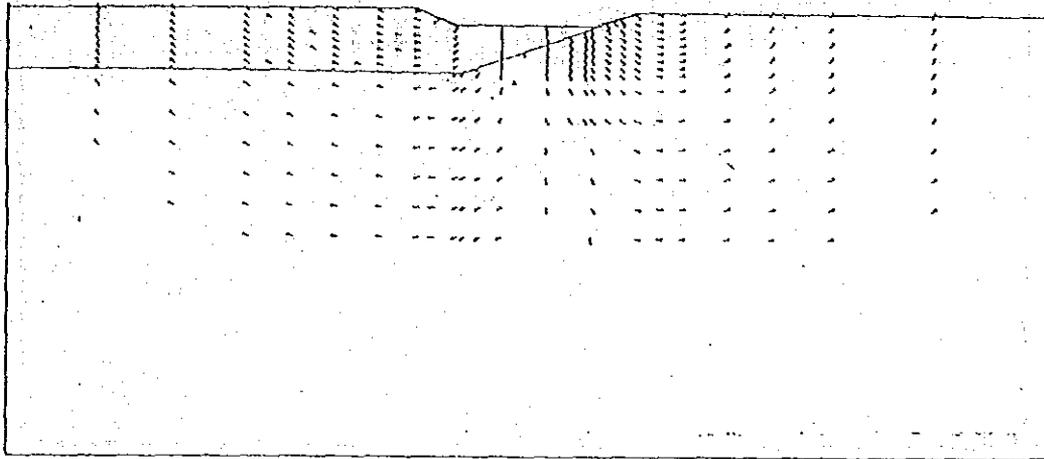
図 4.3.33 全体変位図



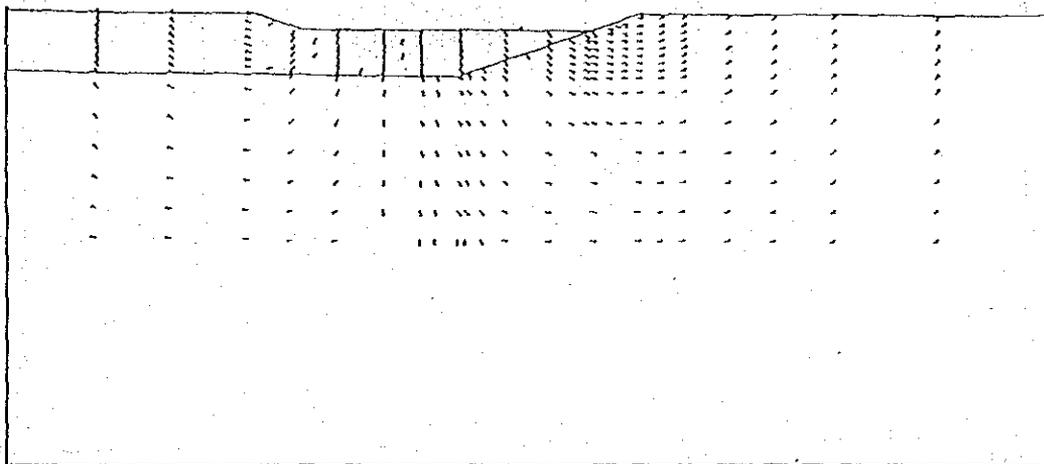
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.34 全体変位図

STEP=2.0
TIME=7.0



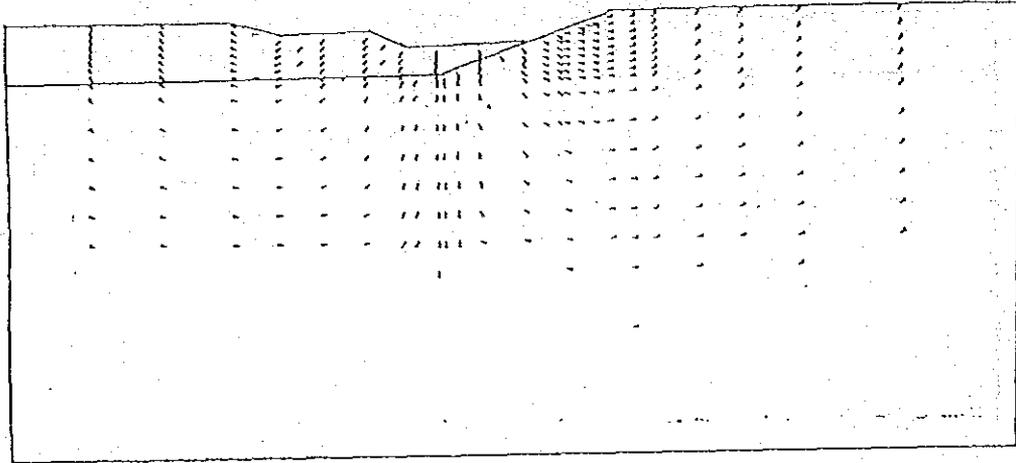
STEP=3.0
TIME=16.0



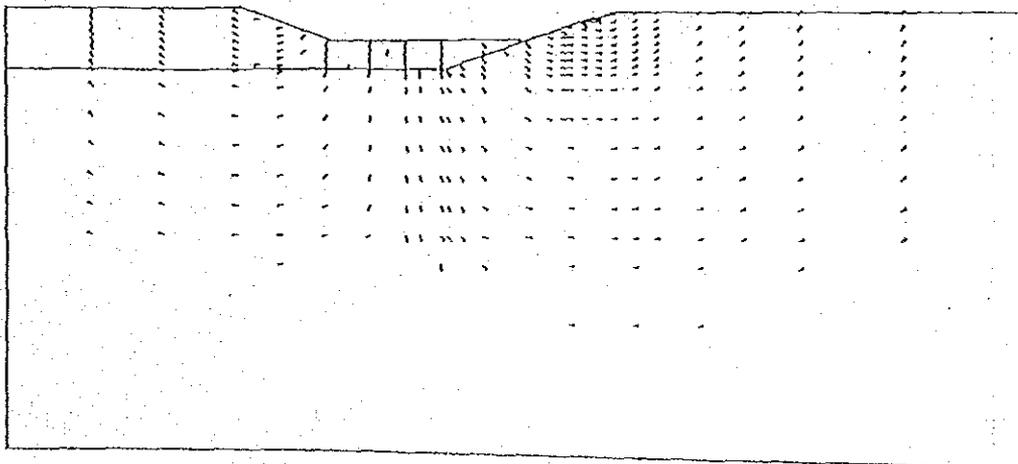
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.35 変位ベクトル図

STEP=4.0
TIME=22.0



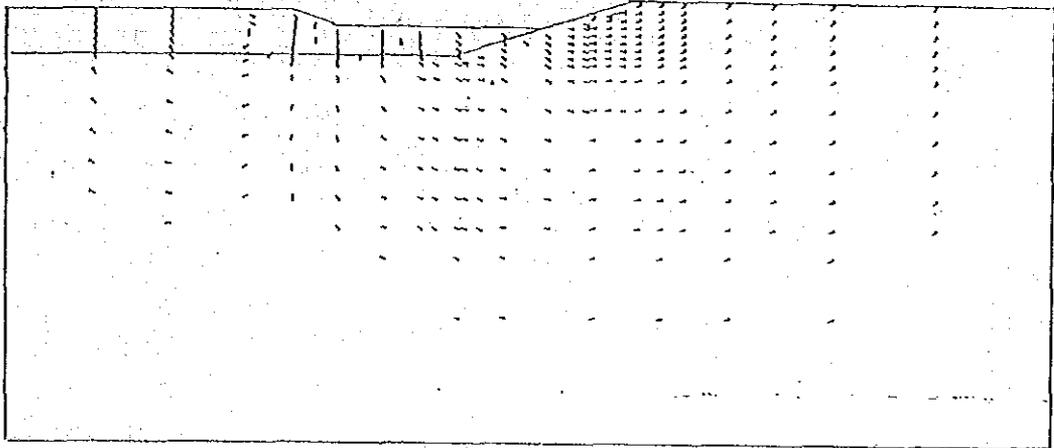
STEP=5.0
TIME=33.0



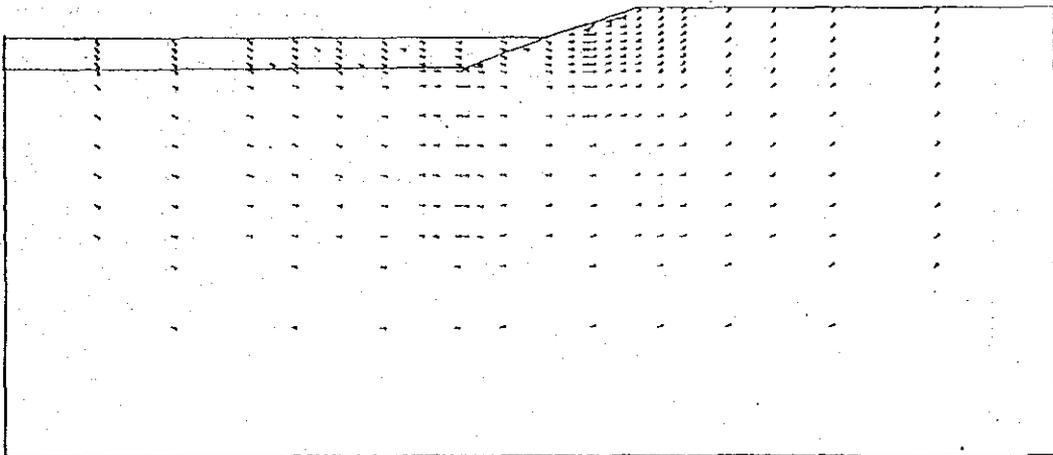
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4. 3. 36 変位ベクトル図

STEP=6.0
TIME=48.0



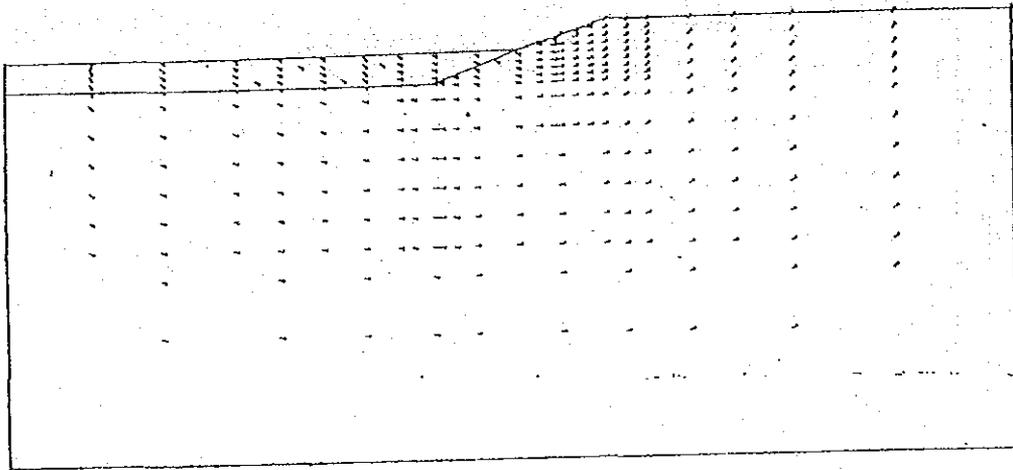
STEP=7.0
TIME=63.0



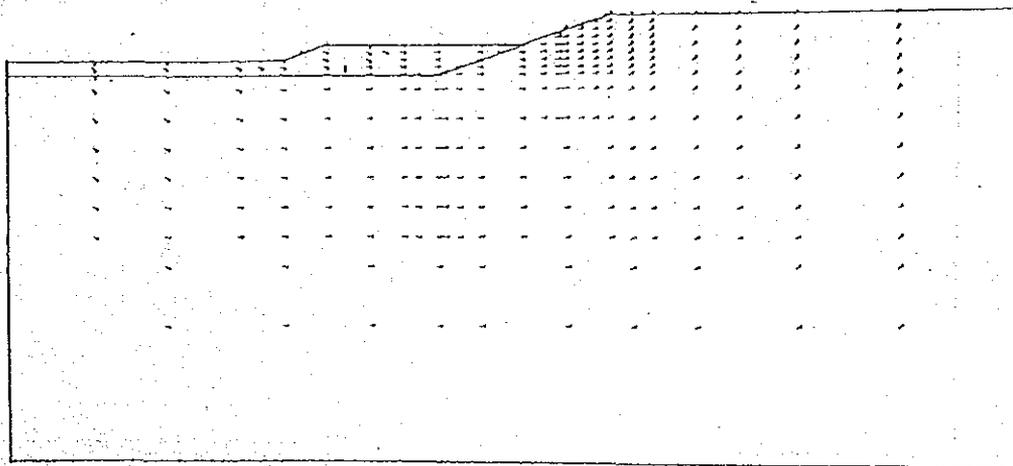
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.37 変位ベクトル図

STEP=8.0
TIME=69.0



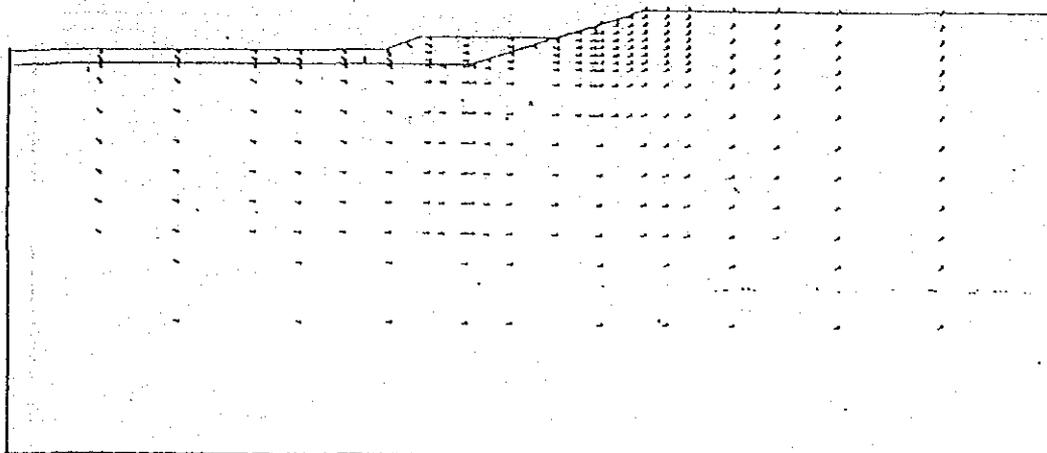
STEP=9.0
TIME=74.0



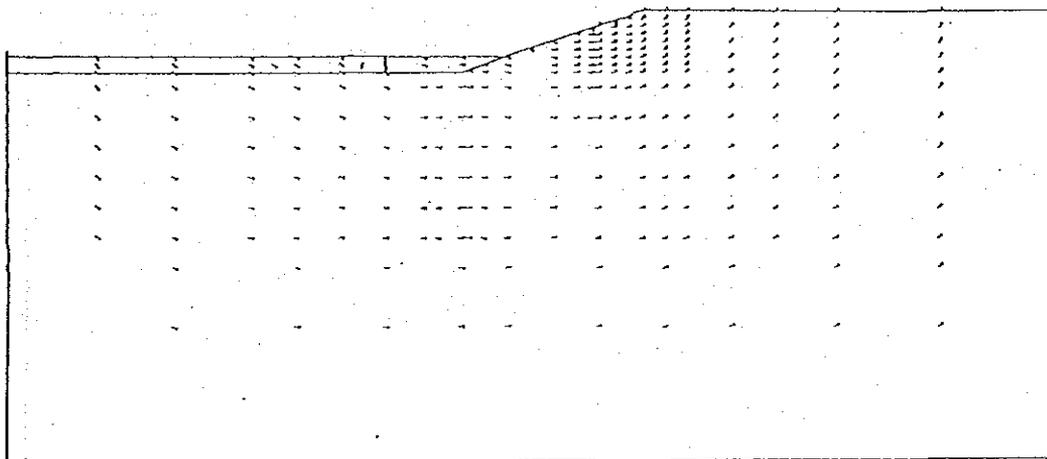
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.38 変位ベクトル図

STEP=10.0
TIME=77.0



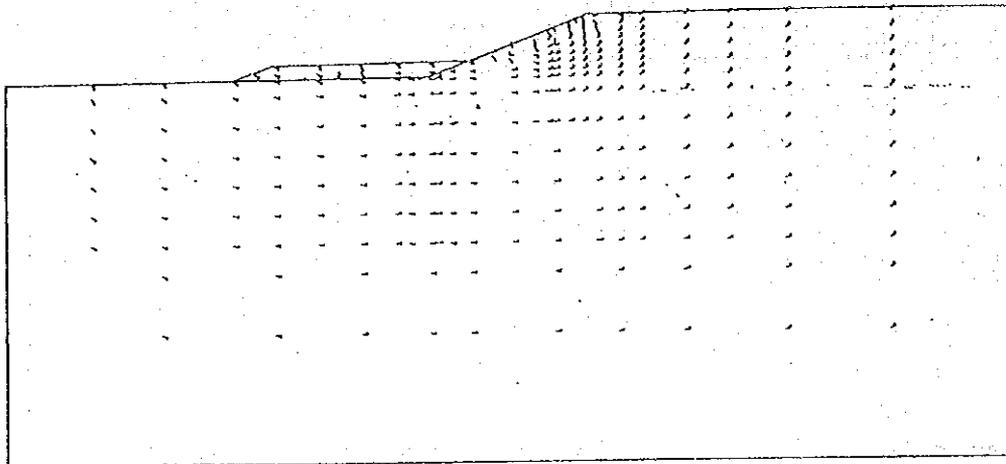
STEP=11.0
TIME=80.0



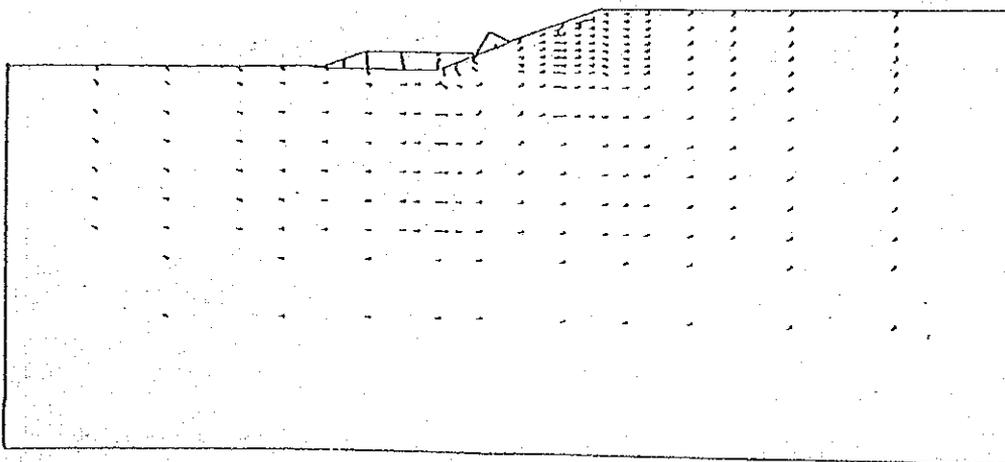
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.39 変位ベクトル図

STEP=12.0
TIME=83.0



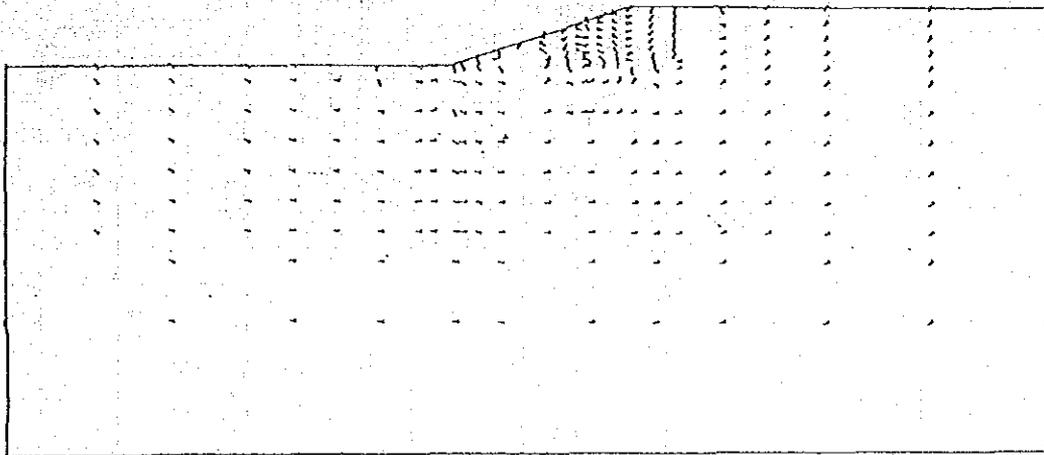
STEP=13.0
TIME=86.0



ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.40 変位ベクトル図

STEP=14.0
TIME=89.0

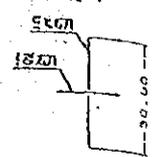


ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.41 変位ベクトル図

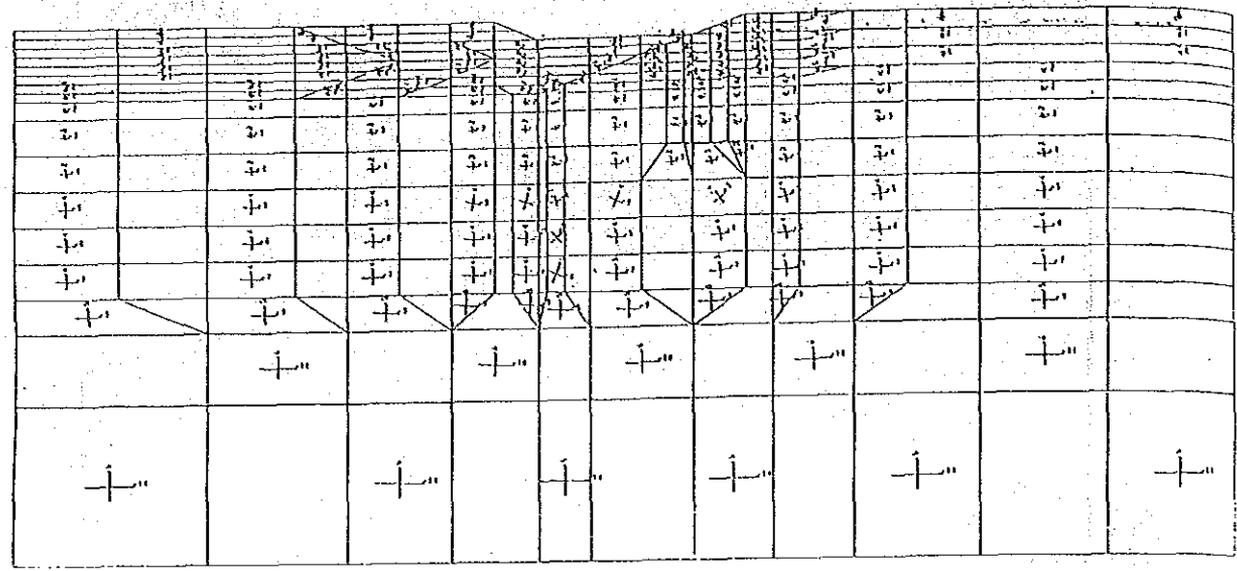
三応力図
モデルスケール
0.0 9.00m

応力スケール
(1/42)



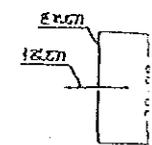
STEP=2.0

TIME=7.0



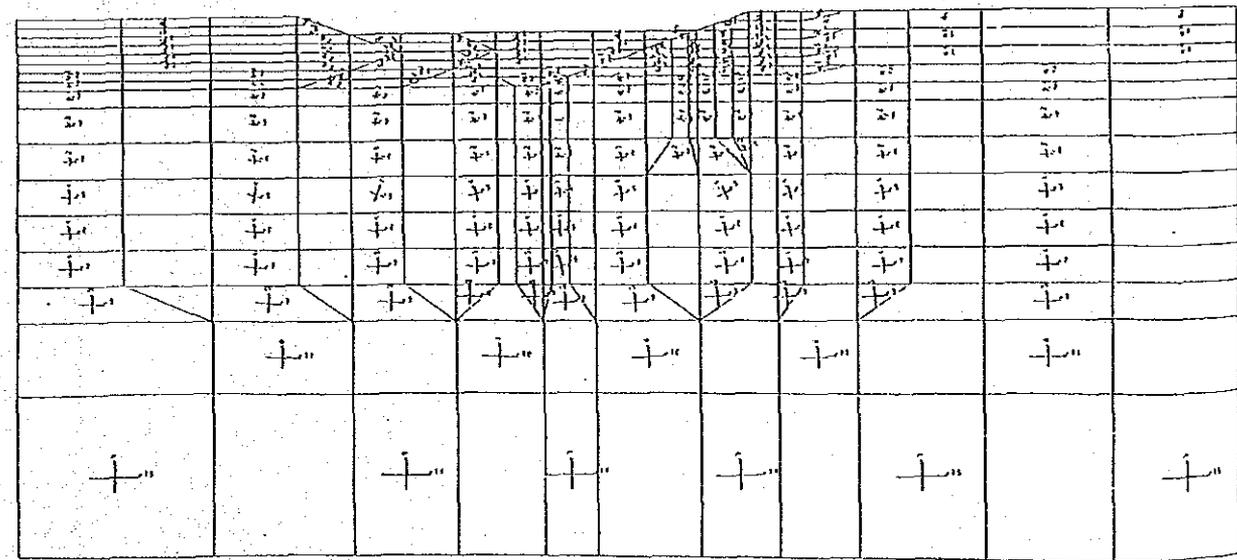
三応力図
モデルスケール
0.0 8.00m

応力スケール
(1/42)



STEP=3.0

TIME=16.0

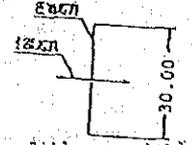


ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.42 応力図

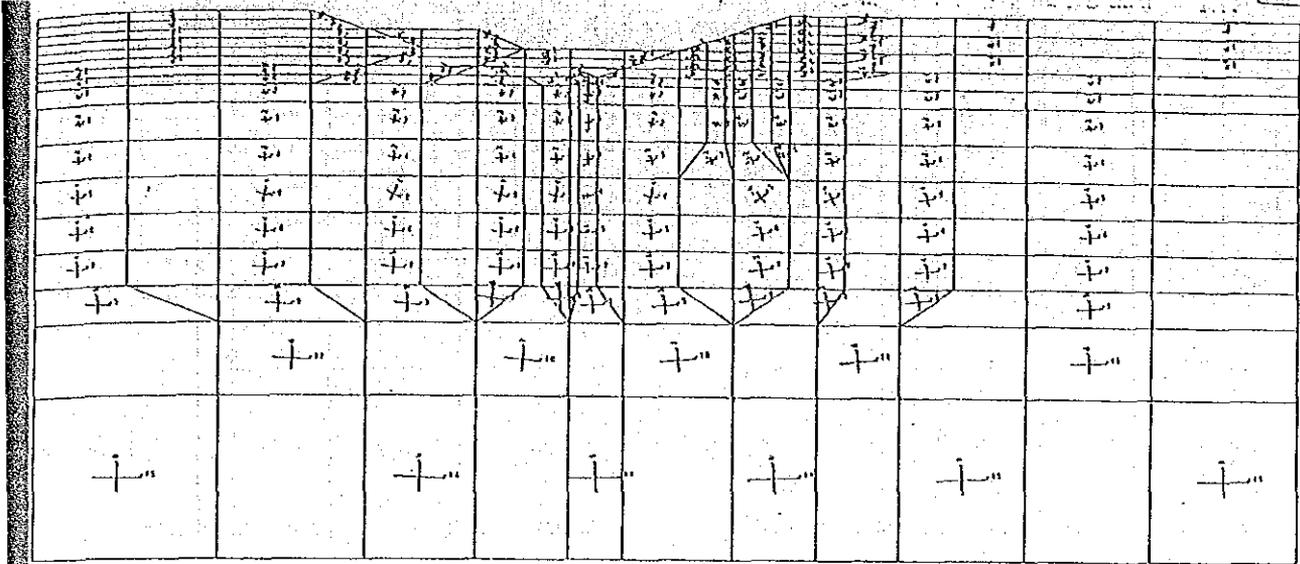
三応力図
モデルスケール
0.0 8.00H

応力スケール
(1/H²)



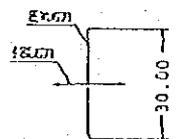
STEP=4.0

TIME=22.0



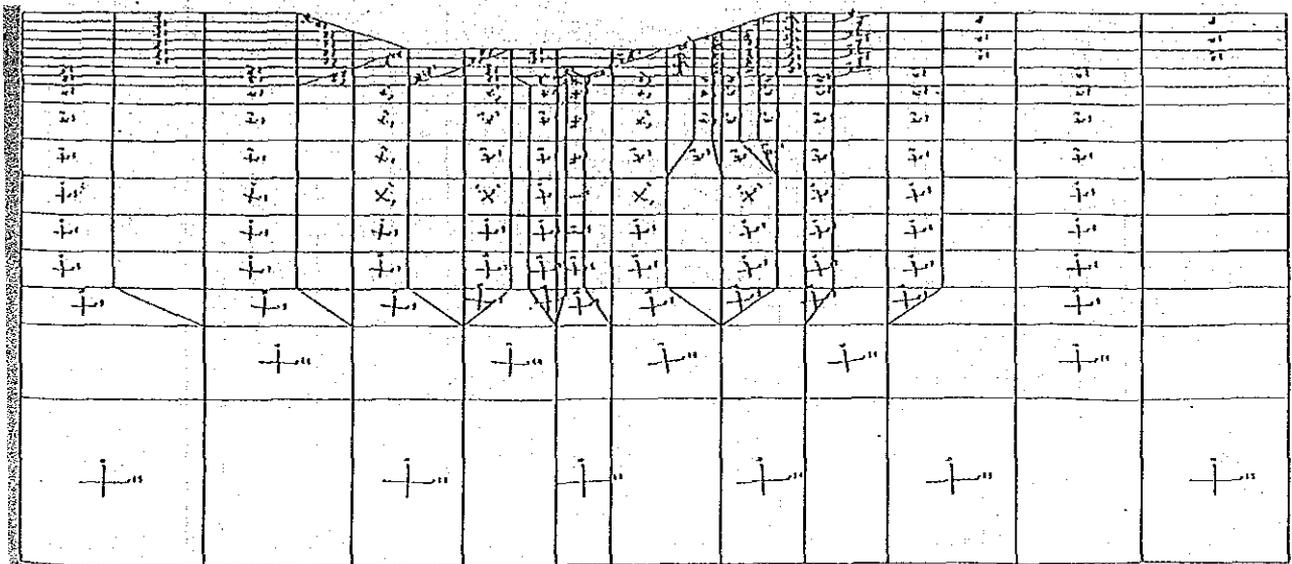
三応力図
モデルスケール
0.0 8.00H

応力スケール
(1/H²)



STEP=5.0

TIME=33.0

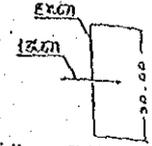


ソイルセメントカラム処理斜面

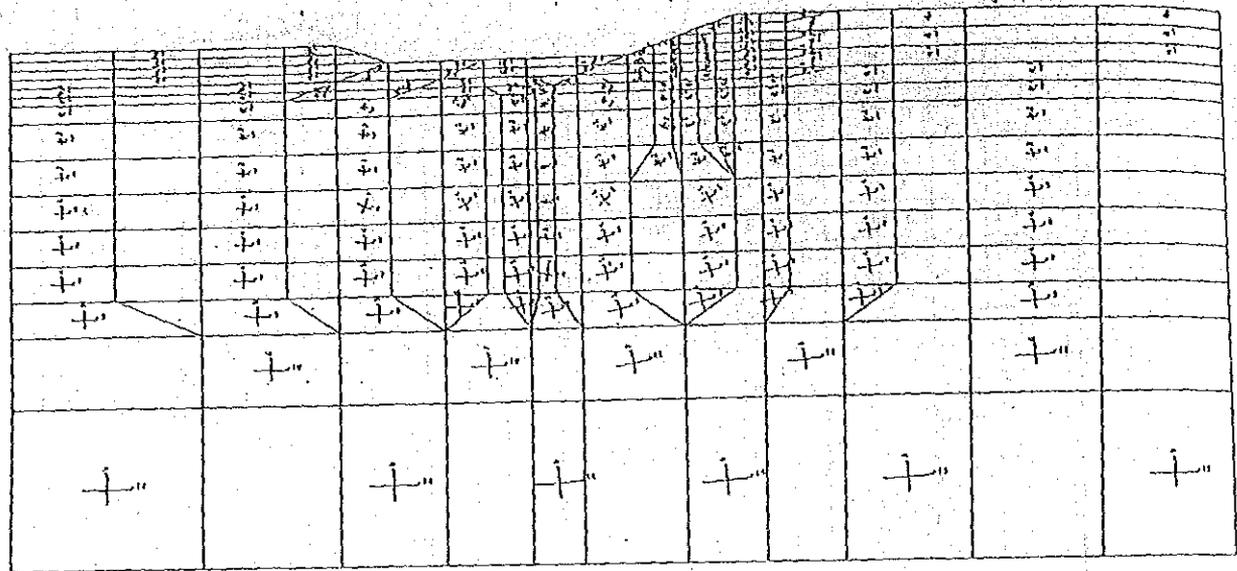
図 4.3.43 応力図

三叉刀図
モデルスケール
0.0 8.00m

刃口スケール
(1/12)

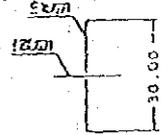


STEP=6.0
TIME=48.0

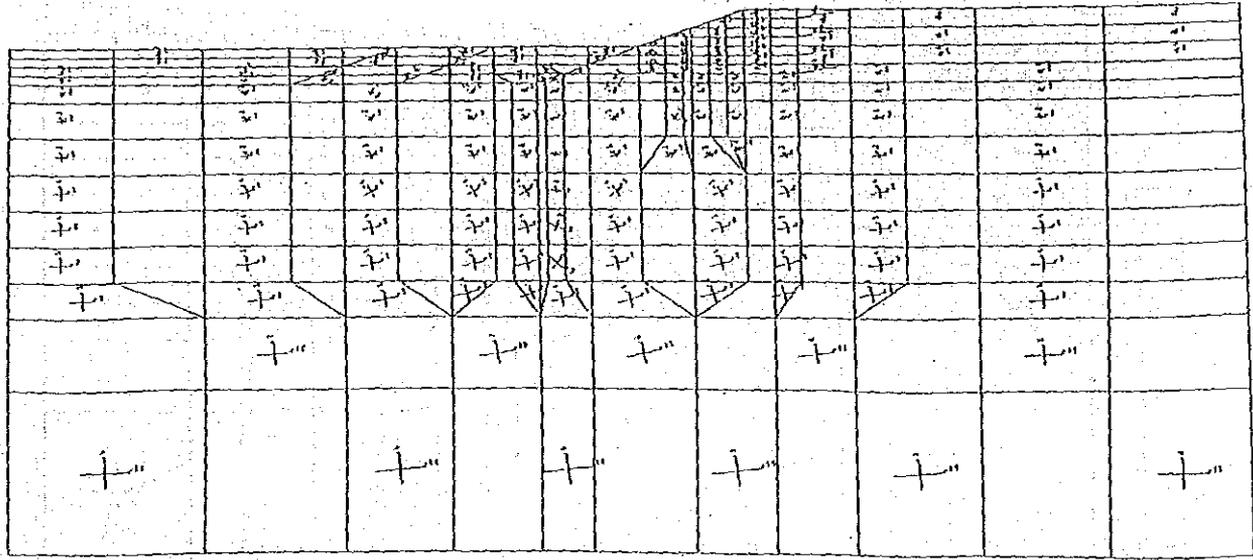


三叉刀図
モデルスケール
0.0 8.00m

刃口スケール
(1/12)



STEP=7.0
TIME=63.0

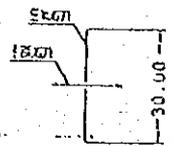


ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.44 応力図

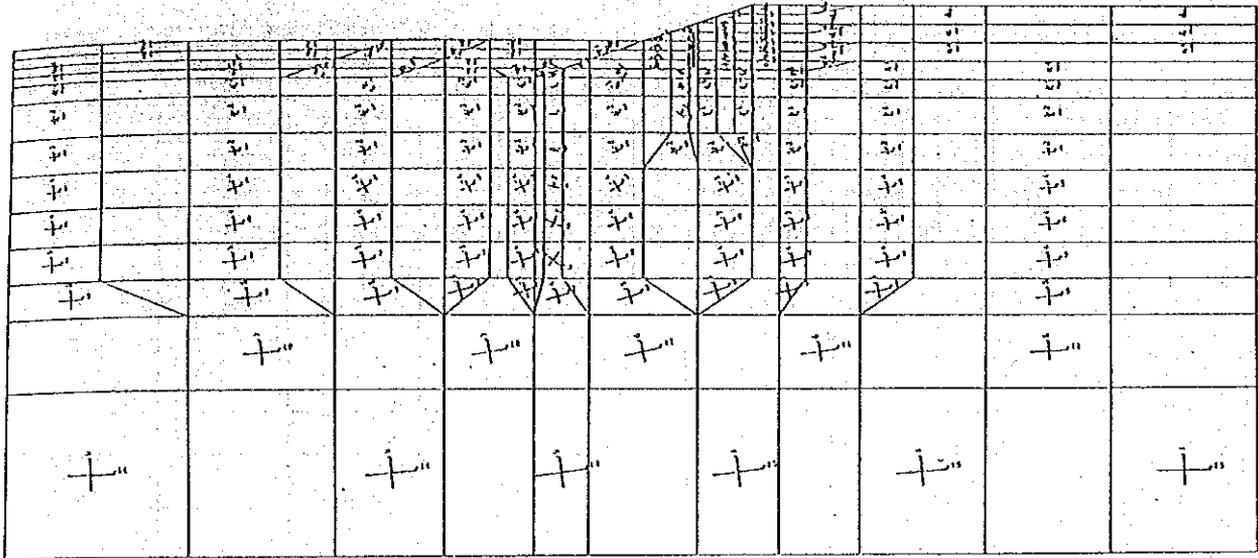
応力図
モデルスケール
0.0 9.00H

応力スケール
(1/42)



STEP=8.0

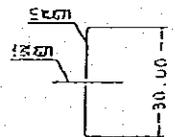
TIME=69.0



応力図

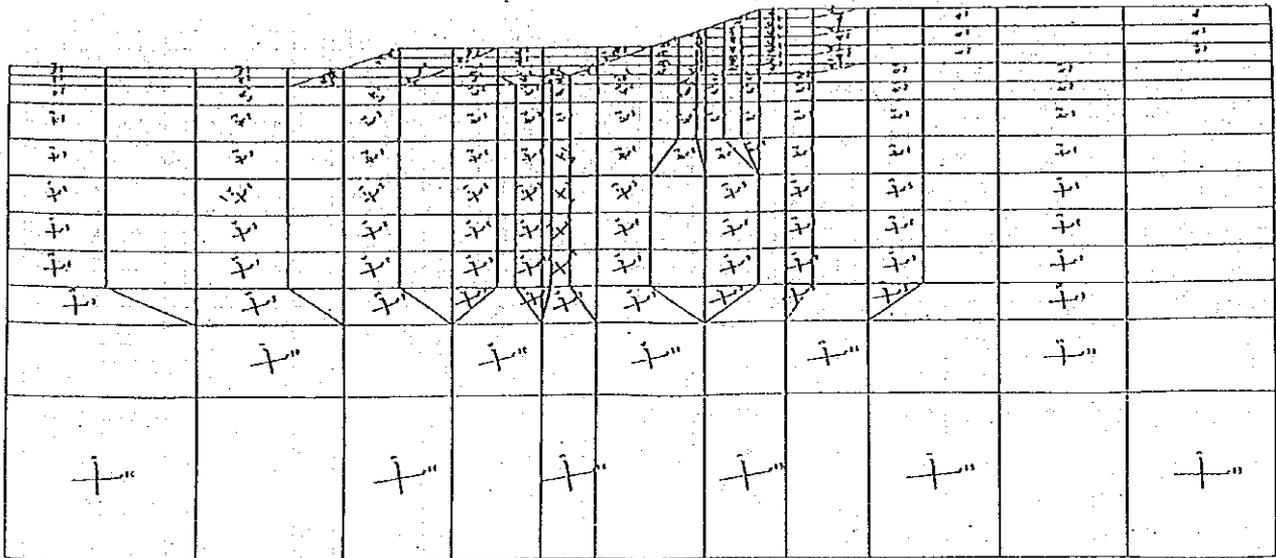
モデルスケール
0.0 9.00H

応力スケール
(1/42)



STEP=9.0

TIME=74.0



ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.45 応力図

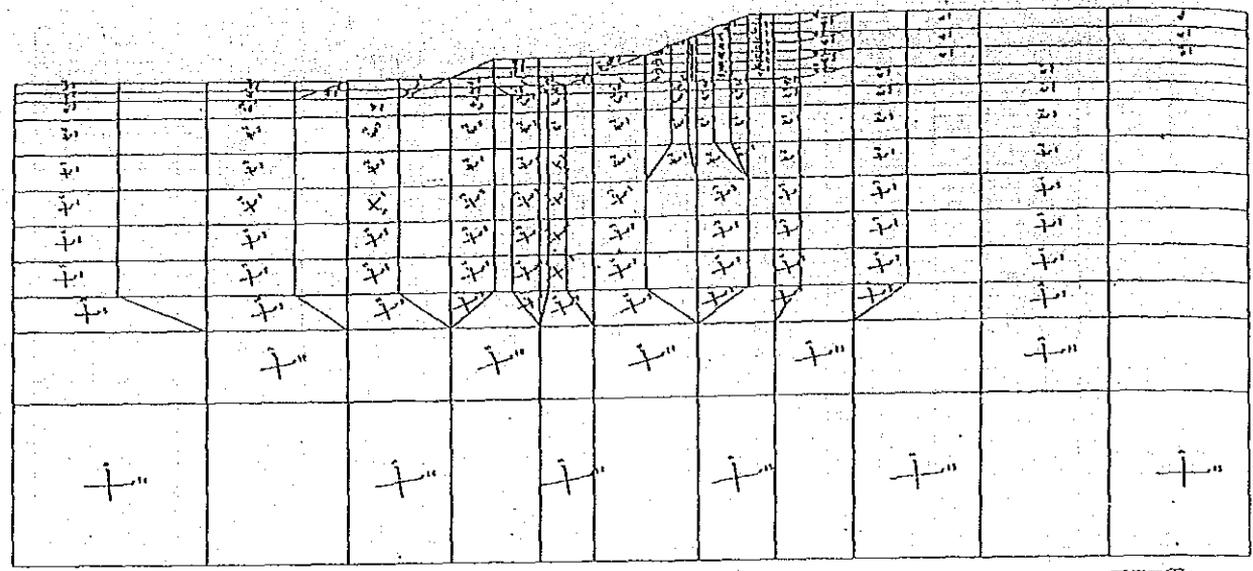
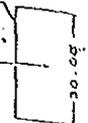
三刃刀図
モデルスケール
0.0 5.00m

冠刀スケール
(1/112)

5.67m

STEP=10.0

TIME=77.0



三刃刀図

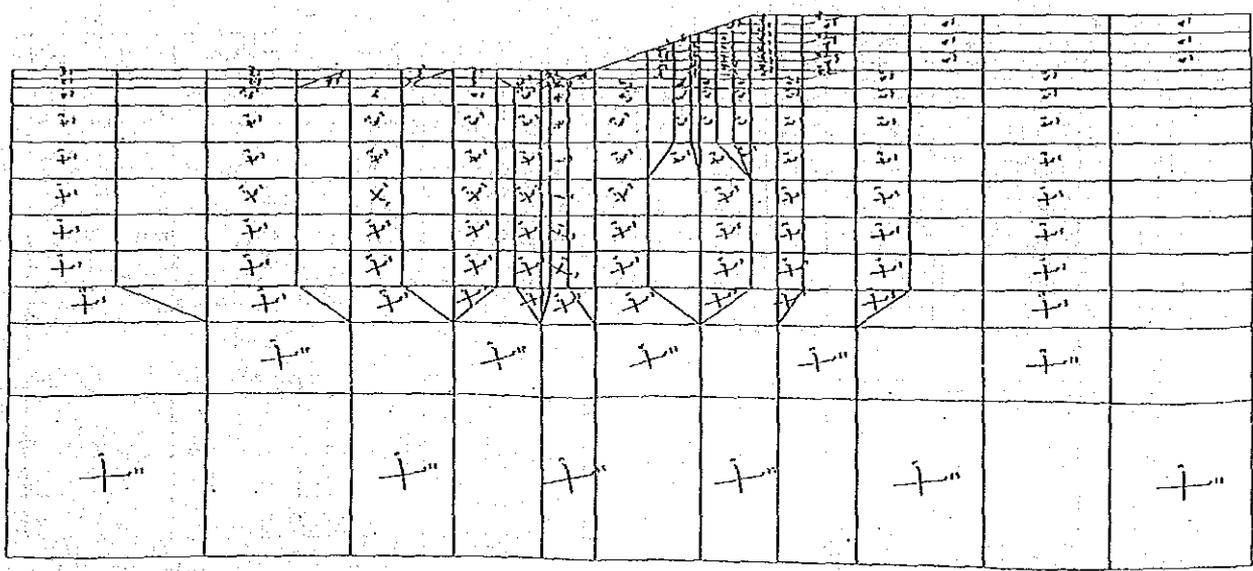
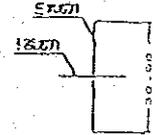
モデルスケール
0.0 5.00m

冠刀スケール
(1/112)

5.67m

STEP=11.0

TIME=80.0

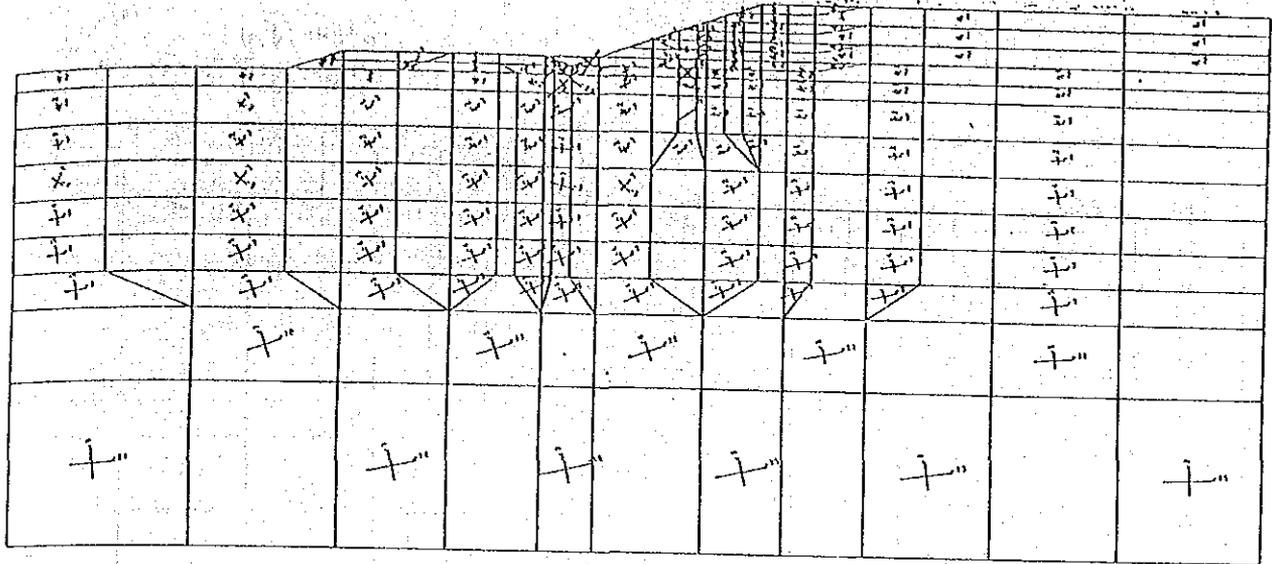


ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.46 応力図

STEP=12.0

TIME=83.0

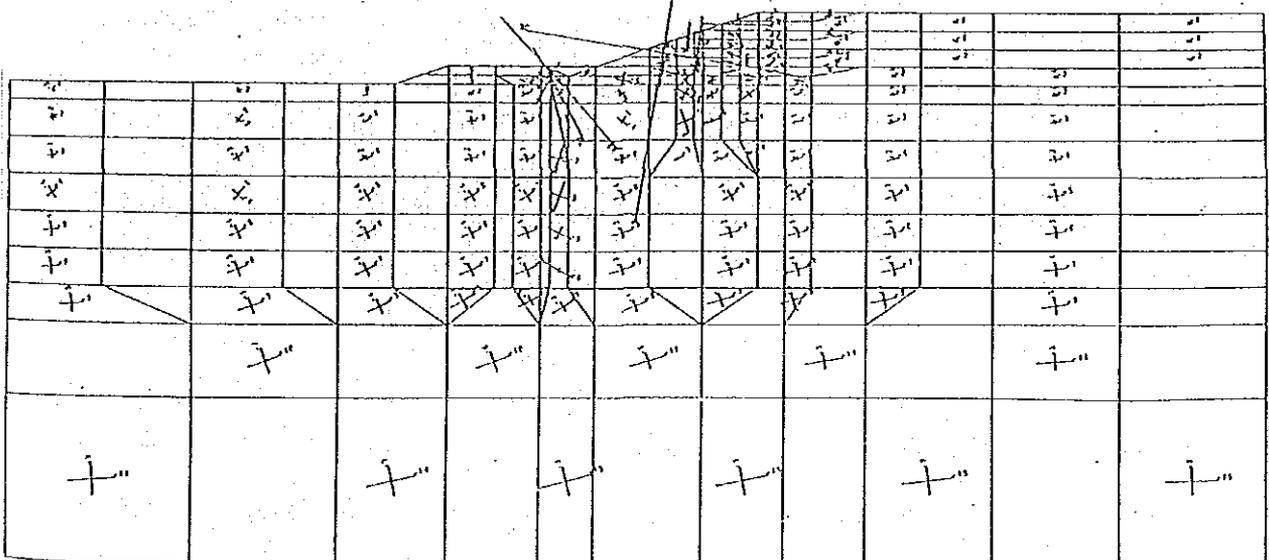


三视图
モデルスケール
0.0 8.00H

応力スケール
(1/H2)
E2G1
E2G1
30.00

STEP=13.0

TIME=86.0



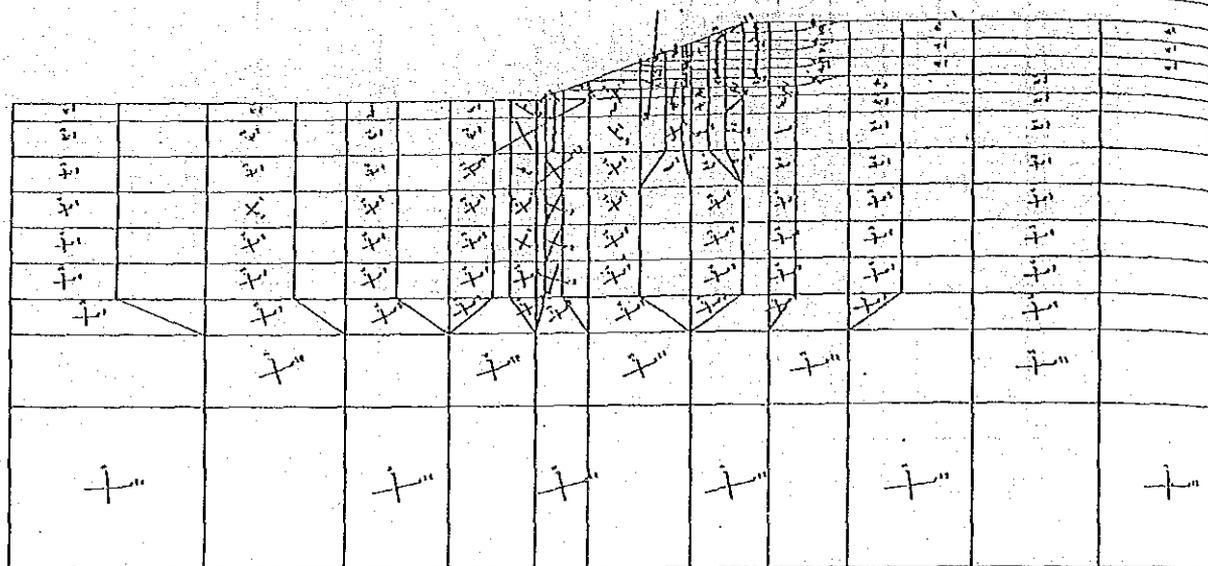
ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.47 応力図

圧力図
モデルスケール
0.0 3.00x

応力スケール
... (1/82) ...

STEP=14.0
TIME=89.0



ソイルセメントカラム処理斜面

図 4.3.48 応力図

1. 太田の構成方程式

太田は、有効応力成分からつくられる不変量の中で平均有効圧 ρ と八面体せん断応力 γ_{oct} の変化が要素の圧密とせん断に伴う体積変化に対応するとして、粘性土の降伏曲線を定め、直交則を併用して弾塑性ひずみ変化の表示を行っている。

γ_{oct} は次式で定義され、三軸圧縮 $\sigma_1' \geq \sigma_2' = \sigma_3'$ では $\gamma_{oct} = 2(\sigma_1' - \sigma_3')/3$ に等しい

$$\gamma_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2} \quad (1)$$

したがって、粘土のダイレイタンスーに関する実験事実 $\epsilon_{voc}(\sigma_1' - \sigma_3')/\sigma_m'$ という関係 (注1 参照) は、 σ_m' を ρ と書き、 μ を比例定数としたとき

$$\frac{-\Delta e}{1+e_0} = \Delta \epsilon_v = \mu \Delta \left(\frac{\gamma_{oct}}{\rho} \right)$$

一方、 ρ の増加に対し $e - \log \rho$ が勾配 $-\lambda$ で結ばれるので、次式が成り立つ。

$$\Delta e = -\lambda \frac{\Delta \rho}{\rho}$$

したがって、初めに述べたことにより、一般応力変化に対し

$$\Delta e = -\lambda \frac{\Delta \rho}{\rho} - \mu(1+e_0) \Delta \left(\frac{\gamma_{oct}}{\rho} \right)$$

$\gamma_{oct} = 0$ の面上で、正規圧縮曲線上の点が e_0 、 ρ_0 にある条件で上式を積分すると

$$e - e_0 + \lambda \log \frac{\rho}{\rho_0} + \mu(1+e_0) \frac{\gamma_{oct}}{\rho} = 0 \quad (2)$$

これは、 $\gamma_{oct} \rho e$ 空間における状態曲面を表わす式であり、本式と弾性壁との交線の $\gamma_{oct} \rho$ 面への投影図が降伏曲線となる (注2 参照)。弾性壁の式は

$$\Delta e = -\kappa \frac{\Delta \rho}{\rho} \quad \text{または} \quad e - e_0 + \kappa \log \frac{\rho}{\rho_0} = 0 \quad (3)$$

であるので、上の説明から知られるように、式②、③より、 e_0 の項を消去して

$$\frac{\gamma_{oct}}{\rho} + \frac{(\lambda - \kappa)}{(1 + e_0) \mu} \log \frac{\rho}{\rho_0} = 0 \quad (4)$$

が降伏曲線の式となる。これをRoscoeの降伏曲線式(注3参照)と比べると、

$q = \sigma_1' - \sigma_3' = 3 \gamma_{oct} / 2$ であるから

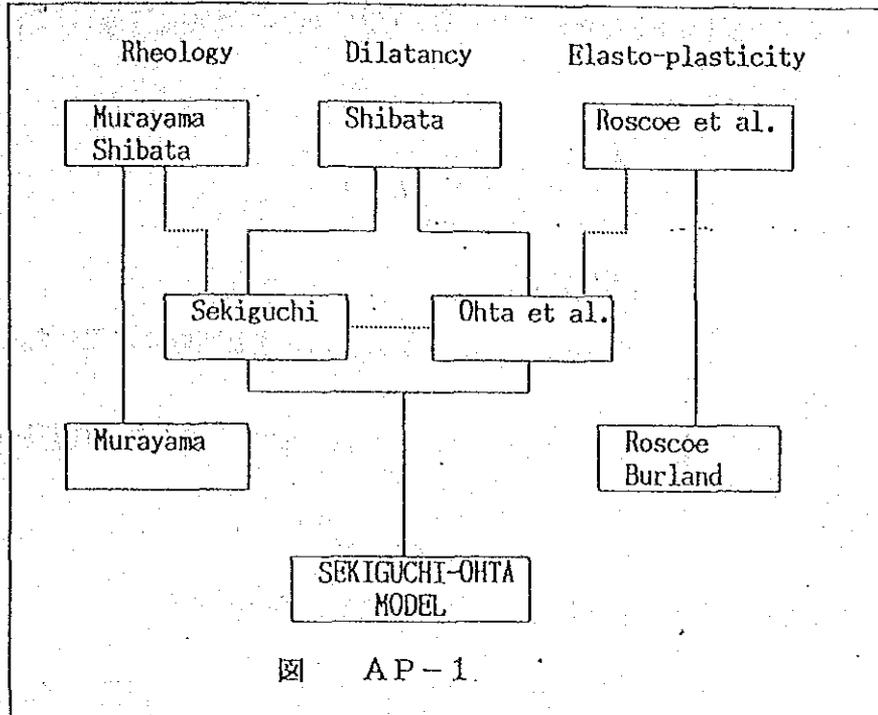
$$M = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{(\lambda - \kappa)}{(1 + e_0) \mu} \quad (5)$$

のような対応があるとわかる。これより、太田の所論とRoscoeの言う限界状態理論とは、実質的に同じであることが知られた。実際、式④に直交条件を適用して塑性ひずみ増分を求めると、 $\rho/q = (\lambda - \kappa) / (1 + e_0) \mu$ においてせん断ひずみ増分が無限大になることが証明される。関口らはここに述べた考えを拡張し、異方圧密された粘土で変型速度効果があるものにも適用可能な降伏曲線の式を提案している。

このモデルがいわゆる関口・太田モデルである。

2. 関口-太田モデル

1で述べた太田モデルに関口のレオロジーモデルを付加してクリープ現象等の時間依存性を表現可能にしたものが関口・太田モデルである。



関口は、粘性を考慮した構成式を、新しい応力パラメータ η^* を用いて次の様に導入している。

① 体積クリープ方程式

$$V = \frac{\lambda}{1 + e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + D \cdot \eta^* - \alpha \cdot \ln\left(\frac{V}{V_0}\right) \quad \dots\dots (1)$$

ここに、

λ : 圧縮指数

e_0 : 先行荷重時の間隙比

p_0 : 先行圧縮時の有効上載荷重

p : 有効上載荷重

η^* : $\left(= \sqrt{\frac{3}{2} (\eta_{ij} - \eta_{jo})(\eta_{ij} - \eta_{jo})} \right)$
新しい応力パラメータ

D : ダイレイタンスー係数

② スカラー関数

(1) 式を解いて体積ひずみ速度を含む、粘塑性ポテンシャル関数つまりスカラー関数を次のように導入した。

$$F \equiv \alpha \cdot \ln \left(1 + (V_0 t / \alpha) \cdot \exp(f / \alpha) \right) = v^p \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + D \cdot \eta^*$$

(降伏関数)

(2) 式はいわゆるひずみ硬化パラメータの役割をする関数を定義したものである。

以上の体積クリープ方程式及びスカラー関数を用いて時間を考慮した粘性領域を表現することが可能である。

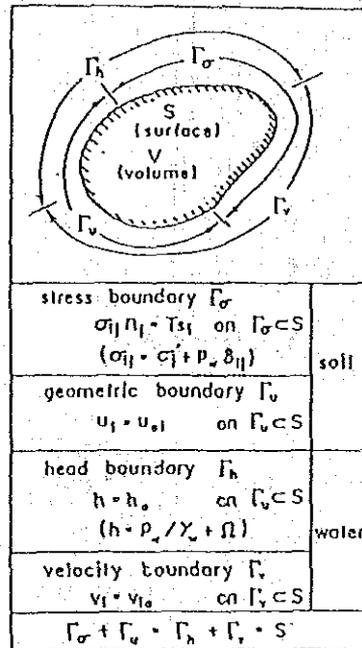
図AP-2に関口-太田モデルによる弾粘塑性構成式の概要を示す。

volumetric strain of clays		continuum mechanics	
consolidation	dilatancy	non-linear elasticity	
$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{\mu}{1+e_0} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'}$	$\dot{\epsilon}_v^e = 0$	elastic (recoverable)	elastic - limit (yield condition) $KD \ln \frac{p'}{p_0} \cdot D\eta' - \epsilon_v^p = 0$
$\dot{\epsilon}_v^p = \frac{\lambda - \mu}{1+e_0} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'}$	$\dot{\epsilon}_v^p = D\eta'$	plastic (irreversible)	
$\epsilon_v^{vp} = \alpha \ln \left[1 + \frac{V_0 t}{\alpha} \cdot \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right] = F$ $f = \frac{\lambda - \mu}{1+e_0} \cdot \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta'$		viscous (time-dependent)	flow rule $\dot{\epsilon}_{ij}^p = E \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{or} \quad \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = H \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}$

図AP-2. 関口・太田モデルによる弾・粘塑性構成式

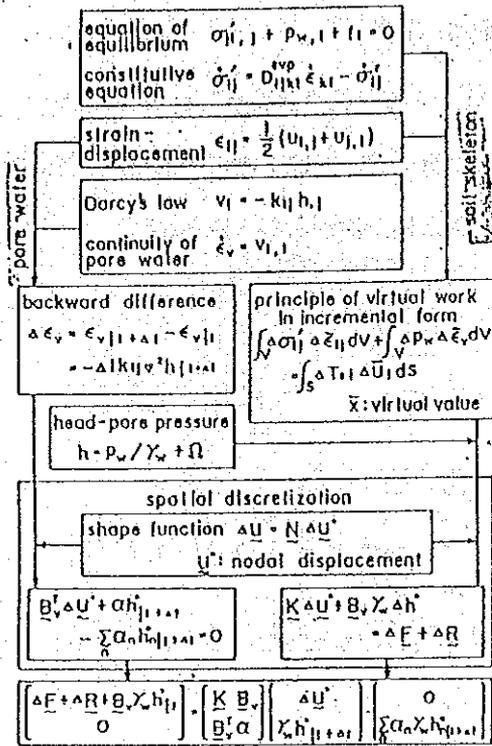
Appendix 2 土質地盤のモデリング (数学的取扱い)

通常、土木工学においてよく見られる境界値問題においては下図のように連成問題、つまり土粒子骨格変形と間隙水の流れに関する2種類の境界条件が必要となる。

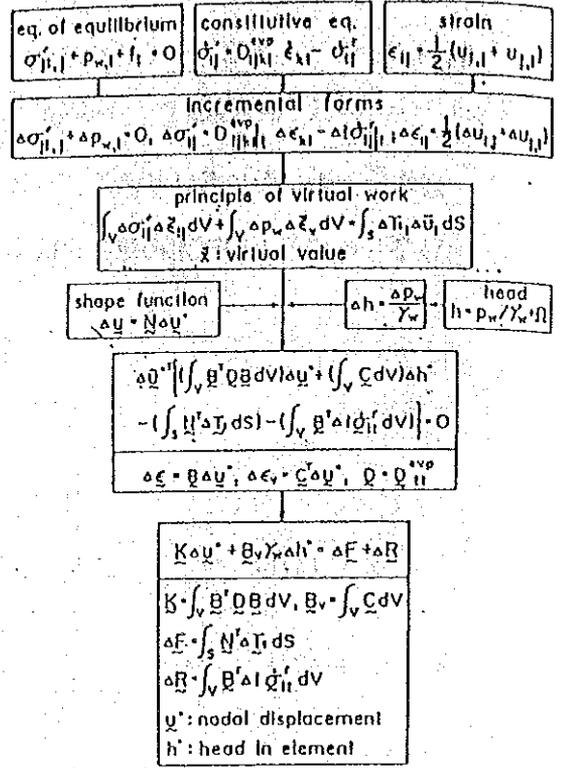


図AP-3 連成問題における境界条件

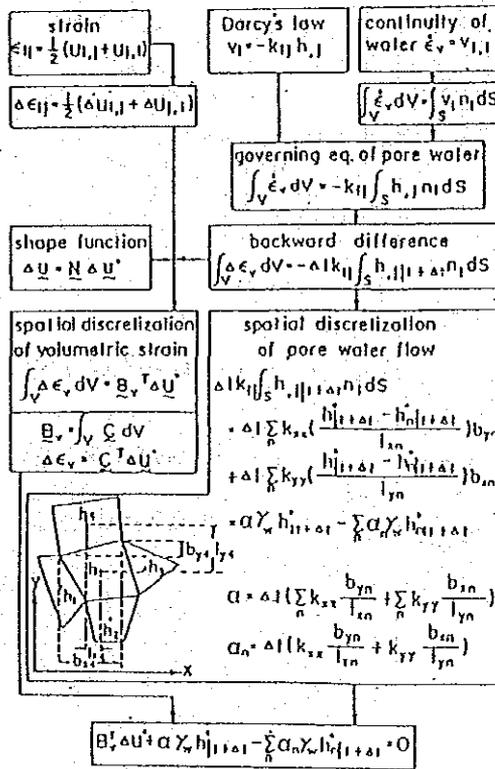
このように、境界条件を考慮した上で、有限要素法を用いて定式化し、土粒子骨格及び間隙水の流れの離散化を図AP-4, 5, 6の繰に行う。



図AP-4 "DACSAR"によるFEM定式化

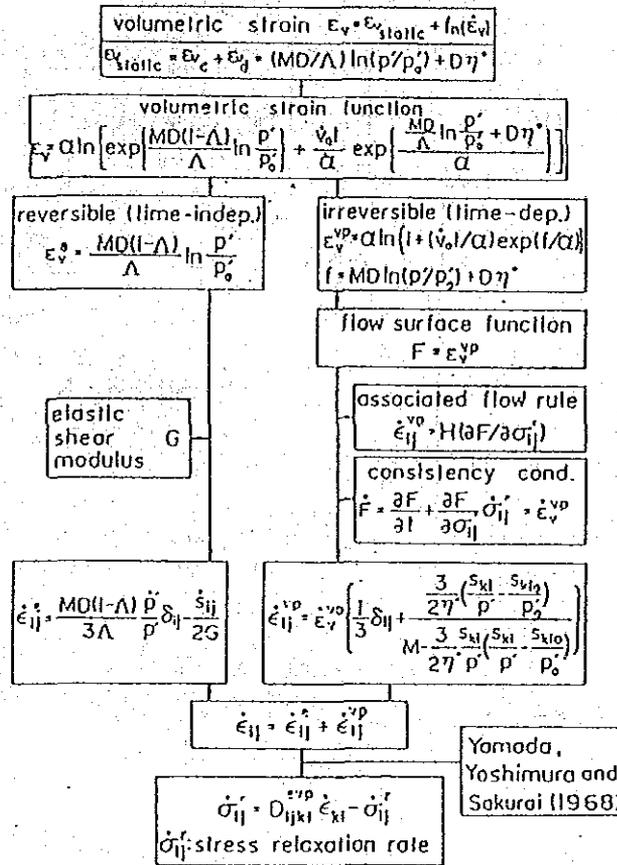


図AP-5 土粒子骨格の離散化



図AP-6 間隙水の流れの離散化

又、関口・太田モデルの理論的構成は、以下の図に示す通りである。



図A P - 7 関口・太田モデルによって提案された弾・粘塑性構成式の理論的構成

さらに、有限要素法において用いる弾・粘塑性モデルの剛性マトリクスは、図A P - 8に示すように定式化される。

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}_{ij}^e &= D_{ijkl}^{\text{ep}} \dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\sigma}_{ij}^p \\ \dot{\sigma}_{ij}^e \frac{\Delta t}{\Delta t} &= D_{ijkl}^{\text{ep}} \cdot (1-\theta) \Delta \epsilon_{kl}^{\text{ep}} + \theta D_{ijkl}^{\text{ep}} \dot{\epsilon}_{kl} \Delta t \\ \dot{\epsilon}_{ij} \frac{\Delta t}{\Delta t} &= \dot{\sigma}_{ij}^e \cdot (1-\theta) \Delta t + \theta \dot{\sigma}_{ij}^e \Delta t \\ \text{plane strain } \dot{\epsilon}_e &= C \\ \text{Eulerian } \theta &= 0 \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma^e = D_{ij}^{\text{ep}} \Delta \epsilon - \Delta \sigma^p$$

$$\Delta \sigma^e = \begin{pmatrix} \Delta \sigma_{xx}^e \\ \Delta \sigma_{yy}^e \\ \Delta \sigma_{zz}^e \\ \Delta \sigma_{xy}^e \end{pmatrix} \quad \Delta \epsilon = \begin{pmatrix} \Delta \epsilon_{xx} \\ \Delta \epsilon_{yy} \\ \Delta \epsilon_{zz} \\ \Delta \epsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad \dot{\sigma}^e = \begin{pmatrix} C_1 & & & \\ & C_2 & & \\ & & C_2 & \\ & & & C_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_{xx} \\ A_{yy} \\ A_{zz} \\ A_{xy} \end{pmatrix}$$

$$D_{ij}^{\text{ep}} = \begin{pmatrix} L+2G & L & 0 \\ L & L+2G & 0 \\ 0 & 0 & G \\ L & L & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_3 & & & \\ & C_2 & & \\ & & C_2 & \\ & & & C_1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_{xx}^2 & A_{xx} A_{yy} & A_{xx} A_{zz} \\ A_{xx} A_{yy} & A_{yy}^2 & A_{yy} A_{zz} \\ A_{xx} A_{zz} & A_{yy} A_{zz} & A_{zz}^2 \\ A_{xx} A_{xy} & A_{yy} A_{xy} & A_{zz} A_{xy} \end{pmatrix}$$

$$L = \frac{3\nu}{1+\nu} \frac{\Lambda}{MD(1-\Lambda)} \rho' \quad G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{\Lambda}{MD(1-\Lambda)} \rho'$$

$$A_{ij} = L f_{ijk} \delta_{ij} + 2G f_{ij} \quad (i,j = x, y, z) \quad f_{kk} = f_{xx} + f_{yy} + f_{zz}$$

$$C_2 = (L f_{kk}^2 + 2G(f_{xx}^2 + f_{yy}^2 + f_{zz}^2 + f_{xy}^2)) C_3 + f_{kk}$$

$$C_3 = 1 - \exp(-\epsilon^2/a) \quad C_1 = \nu \exp((1-\epsilon^2)/a)$$

$$f_{ij} = \frac{D}{3\rho'} \left[M - \frac{3}{2\eta} \eta_{kl} (\eta_{kl} - \eta_{kl_0}) \right] \delta_{ij} + \frac{3D}{2\eta \rho'} (\eta_{ij} - \eta_{ij_0})$$

$$\eta_{ij} = \sigma_{ij} / \rho' - \delta_{ij} \quad \eta_{ij_0} = \sigma_{ij_0} / \rho' - \delta_{ij} \quad (1 + MD \ln \frac{D}{\rho'}) + D\eta$$

$$\eta_{kl} (\eta_{kl} - \eta_{kl_0}) = \eta_{xx} (\eta_{xx} - \eta_{xx_0}) + \eta_{yy} (\eta_{yy} - \eta_{yy_0}) + 2\eta_{xy} (\eta_{xy} - \eta_{xy_0})$$

$$+ \eta_{zz} (\eta_{zz} - \eta_{zz_0})$$

$$\eta' = \sqrt{(3/2)(\eta_{ij} - \eta_{ij_0})(\eta_{ij} - \eta_{ij_0})} \quad (i,j = x, y, z)$$

図AP-8 関口・太田モデルにおける剛性マトリクスの定式化

以上の様に、関口・太田モデルを用いて有限要素法により連続体の離散化を行う。

又、粘性項に関する時間領域の離散化には、前進差分法を用いている。解析に使用した有限要素法解析プログラムのNAME CARDは、" DACSAR" である。

Appendix 3 k_0 値の算定

先行圧密時の静止土圧係数 k_0 の推定式について、次の5通りの方法を検討して見る。

- ① Jaky (1944) の方法 : $K_0 = 1 - \sin \phi'$
- ② Brooker & Ireland (1965) の方法 : $K_0 = 0.95 - \sin \phi'$
- ③ Fraster (1957) の方法 : $K_0 = 0.9 \cdot (1 - \sin \phi')$
- ④ Kezdi (1962) の方法 : $K_0 = (1 + 2 \sin \phi' / 3)(1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi')$
- ⑤ Alpan (1967) の方法 : $K_0 = 0.19 + 0.233 \log I_p$

① Bangkok clay の場合

この資料は、THAILAND のアジア工科大学における修士論文「ハドロリック・フラクチュア法による k_0 値の決定」、Wang Wen-Tung, 1975 によるものである。

上記の5通りの推定式に対し、Nong Ngoo Hao における Bangkok clay 及び Rangsit clay について、室内及び現位置テストを実施して検証した。その結果を AP-9、AP-14 に示す。

この結果、比較的 Alpan の式が適用性が良いと思われる。

② 木節粘土の場合

この資料は、学位論文「盛土による軟弱粘土地盤の側方流動に関する研究」鈴木音彦、1986年8月によるものである。

木節粘土について 等方、 k_0 三軸及び平面ひずみせん断試験を実施し、以下のような結果が得られた。ここでは、Alpanの式は、②～④式に比べやや大きい値を示す。但し、有意な程ではないと思われる。

AP-9 推定式による k_0 値

方法	等方三軸	K_0 三軸	平面ひずみ K_0
①	0.523	0.597	0.590
②	0.518	0.542	0.540
③	0.470	0.537	0.531
④	0.467	0.540	0.533
⑤	0.545	0.545	0.545

AP-10 推定式による k_0 と実測 k_0 値の比較

方法	K_0 三軸	平面ひずみ K_0
①	$0.597 / 0.508 = 1.175$	$0.590 / 0.511 = 1.155$
②	$0.542 / 0.508 = 1.067$	$0.540 / 0.511 = 1.056$
③	$0.537 / 0.508 = 1.057$	$0.531 / 0.511 = 1.039$
④	$0.540 / 0.508 = 1.063$	$0.533 / 0.511 = 1.043$
⑤	$0.545 / 0.508 = 1.073$	$0.545 / 0.511 = 1.067$

以上の結果を踏まえて、Bangkok clayに適しているのは、やはり、Alpanの式と思われ、 k_0 値の算定にこの式を採用する。

AP-11 經驗式により予測した k_0 値 (No. 1)

Bangkok Clay at Rangsit										
Depth (m)	I_p (%)	$\bar{\phi}$ (°)	k_0 predicted					k_0 Measured		References
			ALPAN	BROOKER & IRELAND	FRASER	JAKY	KEZDI	Field	Laboratory	
1.2	42.6 ± 2.6	22.3 ± 0.5	0.57 ± 0.01	0.57 ± 0.01	0.56 ± 0.01	0.62 ± 0.01	0.56 ± 0.01		0.59	GULACHOL (1970)
1.75	41.6 ± 2.6	22.1 ± 0.5	0.57 ± 0.01	0.57 ± 0.01	0.57 ± 0.01	0.62 ± 0.01	0.56 ± 0.01		0.55	GULACHOL (1970)
2.5	45.8 ± 3.8	21.1 ± 0.5	0.58 ± 0.01	0.56 ± 0.01	0.56 ± 0.01	0.61 ± 0.01	0.56 ± 0.01		0.58	GULACHOL (1970)
4.0	48.1 ± 5.1	22.1 ± 0.5	0.58 ± 0.01	0.58 ± 0.01	0.56 ± 0.01	0.63 ± 0.01	0.57 ± 0.01	0.72 ± 0.05	0.56	GULACHOL (1970) WANG (1975)
7.0	50.7 ± 0.3	22.9	0.59 ± 0.01	0.57	0.56	0.62	0.56		0.60 ± 0.01	WANG (1969)
8.5	46.0 ± 7.5	25.0	0.56 ± 0.01	0.53	0.52	0.58	0.52	0.55 ± 0.09	0.59	WANG (1969)
9.0	39.1 ± 2.9	20.2	0.56 ± 0.01	0.61 ± 0.03	0.59 ± 0.03	0.66 ± 0.03	0.61 ± 0.03		0.72	AHMAD (1970)

AP-12 經驗式により予測した k_0 値 (No. 2)

Bangkok Clay at Nong Ngoo Hao										
Depth (m)	I_p (%)	$\bar{\phi}$ (°)	k_0 predicted					k_0 measured	References	
			ALPAN	BROOKER & IRELAND	FRASER	JAKY	KEZDI	Laboratory		
1.1~1.3	65 ± 2	23	0.61 ± 0.01	0.56	0.55	0.61	0.56	0.70 ± 0.02	WANG (1974) CHANG (1974)	
2.6~2.9	82 ± 4	25.6 ± 0.2	0.63 ± 0.01	0.52	0.51	0.57	0.51	0.65 ± 0.02	WANG (1974) CHANG (1974)	
4.0	73	21.4	0.62	0.59	0.57	0.64	0.58	0.60	CHANG (1974)	
5.7	75.3 ± 0.1	27.7 ± 0.4	0.63	0.49	0.48	0.54	0.48	0.63	CHAIYADHUMA (1974)	
7.2	67.1 ± 0.1	28.1 ± 0.3	0.62	0.48	0.48	0.53	0.47	0.62	CHAIYADHUMA (1974)	
10.0	30		0.53					0.65 ± 0.08	LIU (1974)	

Notes: $\bar{\phi}$ shown in the table are obtained from CK_U tests, except that:

- * --- CAD tests
- ** --- CIU tests

AP-13 室内試験による k_0 値 (Nong Ngoo Hao)

Bangkok Clay at Nong Ngoo Hao				
Depth (m)	K_0	Size of Specimen	Method of Determination	Investigators
1.3	0.70 ± 0.02	1.4 ϕ x 2.8	CHANG's Method	WANG (1974)
2.65	0.65 ± 0.02	1.4 ϕ x 2.8	CHANG's Method	WANG (1974)
2.5	0.65 *	1.4 ϕ x 2.8	Controlled Stress Triaxial Test	HWANG (1975)
4.0	0.60 **	1.4 ϕ x 2.8	CHANG's Method	CHANG (1973)
5.5	0.65 *	1.4 ϕ x 2.8	Controlled Stress Triaxial Test	CHAUDRY (1975)
5.7	0.63 **	1.4 ϕ x 2.8	POULOS and DAVIS's Method	CHAIYADUNA (1974)
7.2	0.62 **	1.4 ϕ x 2.8	POULOS and DAVIS's Method	CHAIYADUNA (1974)
10.0	0.65 ± 0.08	1.4 ϕ x 2.8	CHANG's Method	LIU (1974)

AP-14 現位置及び室内試験による k_0 値 (Rangsit clay)

Field Test Results			Laboratory Test Results		
Depth (m)	K_0	Method of Determination	Depth (m)	K_0	Method of Determination
4.0	0.72 ± 0.05	BJERRUM and ANDERSEN	4.0	0.56	BISHOP and HENKEL
4.0	0.67 ± 0.04	WILKES	4.5	0.63 ± 0.05	Laboratory Hydraulic Frac.
6.0	0.64 ± 0.05	BJERRUM and ANDERSEN	6.25	0.56 ± 0.06	Laboratory Hydraulic Frac.
6.0	0.61 ± 0.03	WILKES	7.0	0.60 ± 0.01	BISHOP and HENKEL
8.0	0.55 ± 0.09	BJERRUM and ANDERSEN	8.0	0.52 ± 0.03	Laboratory Hydraulic Frac.
8.0	0.53 ± 0.03	WILKES	8.5	0.59	BISHOP and HENKEL

4-4 地盤改良工の設計

1) サンドコンパクションパイル及びグラベルコンパクションパイル

i) パイルの出来上り径

本工法の施工に用いるケーシングパイプは、現在日本で一般的に用いられている口径40cmのものを使用することとする。

ケーシングパイプ口径40cmを用いた場合のパイルの出来上り径は、材料の粒度にもよるが、サンドコンパクションパイルで70cm、グラベルコンパクションパイルで50cm程度とするのが、日本では一般的である。

従って、本設計のパイル出来上り径は、これらと同じと想定する。

ii) パイル間隙

パイルを図4.4.1の様に正三角形配置にするとすれば、パイル間隙と、改良材の置換率及びパイルの径の間には、次の関係が成り立つ。

$$L = \frac{0.2887 \times \pi}{A_{ss}} \times D \quad \text{----- (4.8)}$$

ここに、L : パイル間隙

D : パイルの径

A_{ss} : 改良材の置換率

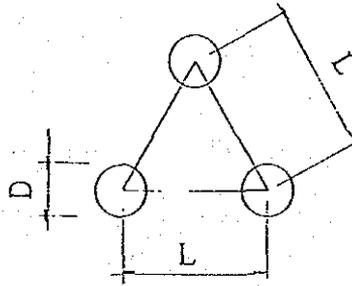


図 4.4.1 コンパクションパイルの配置

本設計では置換率を10%としたため(4.8)式は、

$$L = 3.011 \times D \quad \text{----- (4.9)}$$

で表わされる。

従ってパイルの間隙は、改良材の材料により表4.4.1の様になる。

表4.4.1 パイルの配置

パイル	出来上り径	パイル間隙	配置	横断方向 投影距離
サンドコンパクションパイル	0.70 m	2.00 m	正三角形	1.73 m
グラベルコンパクションパイル	0.50	1.50	同上	1.30

2) ソイルセメントコラム

i) コラムの出来上り径

日本での施工実績と経済性を考慮し、ソイルセメントコラムの出来上り径は1.0mとする。

ii) コラムの間隙

コラムを正三角形配置とすれば、コラムの間隙とコラムの置換率及びコラムの径との間には前出の(4.8)式が成り立つ。

従って、本設計では置換率を30%としたため(4.8)式は、

$$L = \frac{0.2887 \times 3.14}{0.3} \times D = 1.739 \times D \quad (4.10)$$

となる。従って、各ソイルセメントコラムの間隙を1.75mとする。

iii) 改良幅の算定

前述の通り、深いすべりに対し4列、中位及び浅いすべりに対し3列のそれぞれソイルセメントコラムを配置する。

1.75m 間隙の正三角形配置とすると、横断的に投影した2列のコラム間隙 L_1 は、次式により求められる。

$$L_1 = \frac{3}{2} \times L$$

ここに、 L_1 : 横断的に投影した2列のコラム間隙

L : 各コラム間の間隙

従って、 $L_1 = 1.51\text{m}$ となる。

IV) コラムの強度

ソイルセメントコラムの強度の決定に当っては、室内配合試験によって得られる強度から実施工で得られる改良地盤の強度及びそのばらつきを推測、評価をする必要がある。

実際の施工に於ては、改良材供給の不均一性、混合攪拌の度合、さらには地層の変化など室内配合試験と異なる点が数多く上げられる。

図4. 4. 2は、日本での施工実績で普通ポルトランドセメントを用いた場合の室内強度 q_{ui} と、コアサンプリングによる現場強度 q_{uf} を比較したものであり、 q_{ui}/q_{uf} の値はおおむね $1/2 \sim 1/5$ を示しており、粉体のセメントを用いた場合よりセメントスラリーを用いた場合の方が大きな値を示しているのがわかる。

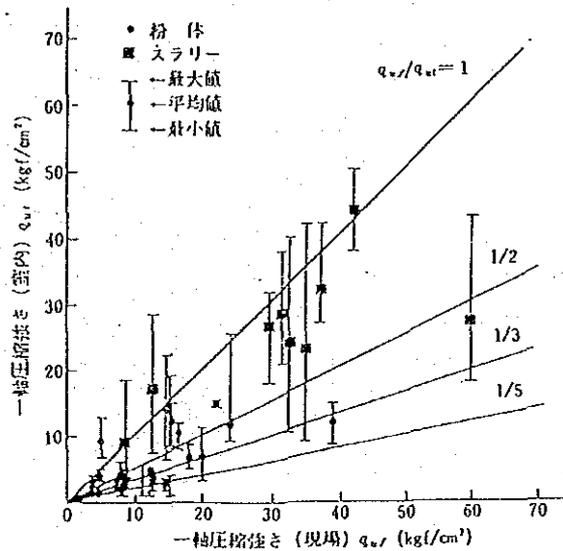


図4. 4. 2 現場強度と室内強度の比較
(建設基礎、地盤設計施工便覧)

上図より、本設計では $q_{ul}/q_{uf}=1/3$ を採用し、目標試内強度を

$$q_{uf} = q_{ul} \times 3$$

$$= 2.9 \times 3 = 8.7 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{と設定する。}$$

第5章 計測システムの設計

5-1 目的

本試験排水路の計測システムは、軟弱地盤の掘削による地盤の挙動を、工事前、工事中及び工事後を通して計測、記録する事により、地盤の工学的特性を把握する事を目的としている。

即ち、現場データで地盤の実挙動を把握し、地盤の原位置試験及び室内試験結果と比較、検討することにより、逆解析を行い設計パラメータの決定法を提案することが主目的である。

また、施工時に於て、計測システムにより刻々と現場データが得られる為、これらのデータを施工管理に利用する事は、施工の安全管理及び初期に設定した観測頻度の見直し等に有益であると考えられる。

従って、本計画では情報化施工の概念は考慮していないが、本計測システムの処理プログラムの構成ではリアルタイムでデータサンプリングが可能で、処理されたデータが、他の施工管理ソフトに転送可能なフォーマット形式にしておくことが望ましい。

5-2 計測項目と計測計器

計測システムによる地盤挙動の計測項目は、

- ① 地盤の水平及び鉛直方向の変位
- ② 地盤内の間隙水圧

とに大別できる。

又、測定方法には自動計測されるものと人力によるものに区分することができる。

計測項目、計測計器及び計測方法を表5.2.1に示す。

表5. 2. 1 計測項目、計測計器及び計測方法

計測項目及び計測方法	計測器						備考
	傾斜計	層別沈下計	伸縮計	変位杭	間隙水圧計	オートタイプ間隙水圧計	
地中間隙水圧					○	○	
変位	地表面	鉛直変位			○		
		水平変位			○		
	地中	鉛直変位					
		水平変位	○				
測定方法	自動計測及びマニユアル計測	マニユアル計測	自動計測	人力による測覽	自動計測	人力による読み取り	
	土中の可とう管内に傾斜計を埋設し、測定する。	ホリング孔内に固定した沈下素子を校出器で計測する。	地表面に張ったインバー線により伸縮計を測定する。	レベルにて鉛直変位を、スチールテープで水平変位を測定する。	フィルター付のチップを埋設し測定する。	オートブスタンドパイプによる水位の測定。	

1) 計測計器の選定

計測機器は本プロジェクトの性格を考慮し、次の諸点を満足するものでなくてはならない。

① 計測計器の精度及び測定範囲

計測計器の精度及び測定範囲は、5-8章計測システムの仕様書(案)に示すもの、あるいは同等のものとする。

② 計測計器の耐久性

試験水路サイトの現場状況を考慮し、次の諸点に対し耐久性のある、あるいは対策を考えた計測計器及びケーブルでなくてはならない。

- a) 塩水による腐蝕
- b) 掘削時の施工機械によるセンサーの破損、あるいはケーブルの断線
- c) 落雷による過大誘導電流の発生
- d) センサー自身の絶縁低下等の安定性

5-3 計測計器の配置計画

本試験排水路の実験斜面は、前述の通り4法面で構成されている。本試験工事では、無処理の法面の掘削による地盤の挙動観測を主目的としていること、及び短期安定断面では、掘削法面の大きな挙動が予測される事、等を考慮して、図5.3.1に示す配置を計画する。

尚、間隙水圧計の埋設深度及び層別沈下計の計測器埋設深度は、最小安全率を示す円弧すべり面と有限要素法による解析結果を参考に決定した。

各法面に配置する計器数と計器設置の為の総ボーリングは延長は、表5.3.1に示す通りである。

5-4 計測システムの構成

本試験工事現場の自動計測システムは、検出部(センサー)→自動切換器(スイッチボックス)→データ集録器(データログ)から構成され、データログはプロジェクトサイトの Charoenraj ポンプ場の管理室に置き、管理する。計測データは、3.50インチのフロッピーディスクに記録され、IECプロジェクトのコンピューター(NEC AP-IV)を利用してデータ処理される。(半自動システ

Number of Monitoring Instruments

Installation Plan

Section Instrument		①	②	③	④	Remarks
		non-treat- ment 1:4	non treat- ment 1:6	Soil cement Column	Sand Com- paction pile	
Inclinometer	X	3 x 5	1 x 5	1 x 5	2 x 5	location X sensor
Settlement guage	O	3 x 5	1 x 5	1 x 5	2 x 5	location X sensor
Piezometer	□	2 x 3	2	—	2 x 3	location X sensor
Extensometer	T	1 x 6	—	—	—	location X sensor
Displacement File	•	31	23	23	27	Files

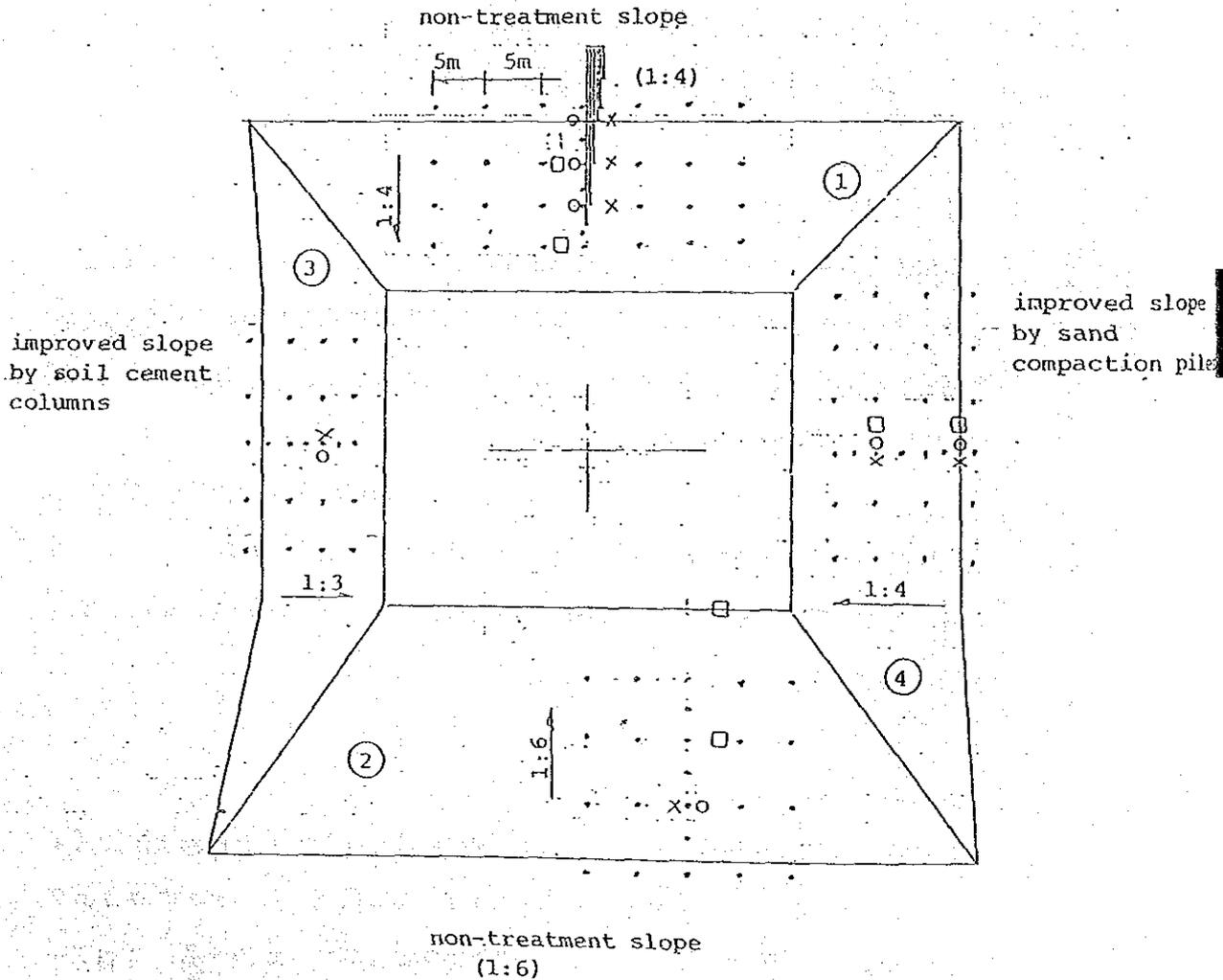


図 5.3.1 計測計器の配置計画

表 5.3.1 計器数と総ボーリング延長

No.	Condition of Slope	Auto-Reading Instruments											
		Inclinometer				Extensometer				Piezometer			
		No. of Loca- tion	No. of Sensor	Boring Length	Cable Length	No. of Loca- tion	No. of Sensor	Wire Length	Cable Length	No. of Loca- tion	No. of Sensor	Boring Length	Cable Length
1	Non-treatment slope (1:4)	1	5	18	20	1	6	60	10	2	6	10	16
2	Non-treatment slope (1:6)	-	-	-	-	-	-	-	-	2	6	12	16
3	Improved slope by cement columns	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	Improved slope by sand compaction piles	1	5	18	20	-	-	-	-	2	6	8	16
Total		2	10	36	40	1	6	60	10	6	18	30	48

No.	Condition of Slope	Manual reading Instruments												REMARKS		
		Inclinometer				Settlement gauge				Displacement piles					Water stand	
		No. of Loca- tion	No. of Sensor	Boring Length	Cable Length	No. of Loca- tion	No. of Sensor	Boring Length	Cross section	Longi- tudinal section	Total	No. of Loca- tion	Boring Length		No. of Loca- tion	Boring Length
1	Non-treatment slope (1:4)	2	10	36	36	3	15	54	-	-	31	1	10	-		
2	Non-treatment slope (1:6)	1	5	18	18	1	5	18	-	-	23	-	-	-		
3	Improved slope by cement columns	1	5	18	18	1	5	18	-	-	23	-	-	-		
4	Improved slope by sand compaction piles	1	5	18	18	2	10	36	-	-	27	1	10	-		
Total		5	25	90	90	7	35	126	-	-	104	2	20	-		

ム)

マニュアル計測されたものはレコーダーを用いて同規格のフロッピーディスクに記録し、同様に I E C プロジェクトのコンピューターを利用してデータ処理する。(手動計測システム)

半自動システム各部の機能は次の通りである。

1) 検出器 (センサー)

検出器は、測定対象とする物理量 (圧力, 変位, 変形) を検知し、その大きさを電気量に変換するものである。

2) 自動切換器 (スイッチボックス, ADS 301)

検出器の数が、数 100 点以内の測定においては、通常データ集録器は 1 台とし、各検出器からの信号を順次切り換えて、データ集録器に送るが、その役割を受け持つのが、自動切換器である。自動切換器は検出器に比較的近い場所に設置されることが多く、データ集録器までは信号ケーブルで送られる。

3) データ集録器 (データログ)

データ集録器はあらかじめ設定された計測間隔等の指令を受けて、自動切換器の切換え制御を行うとともに検出器から送られてくる電気信号を数値データに変換 (A/D 変換) し、それをリアルタイムでプリントアウトしたり、フロッピーディスクに出力する機能を持っている。

現場計測システムの構成は図 5. 4. 1 に示す通りである。

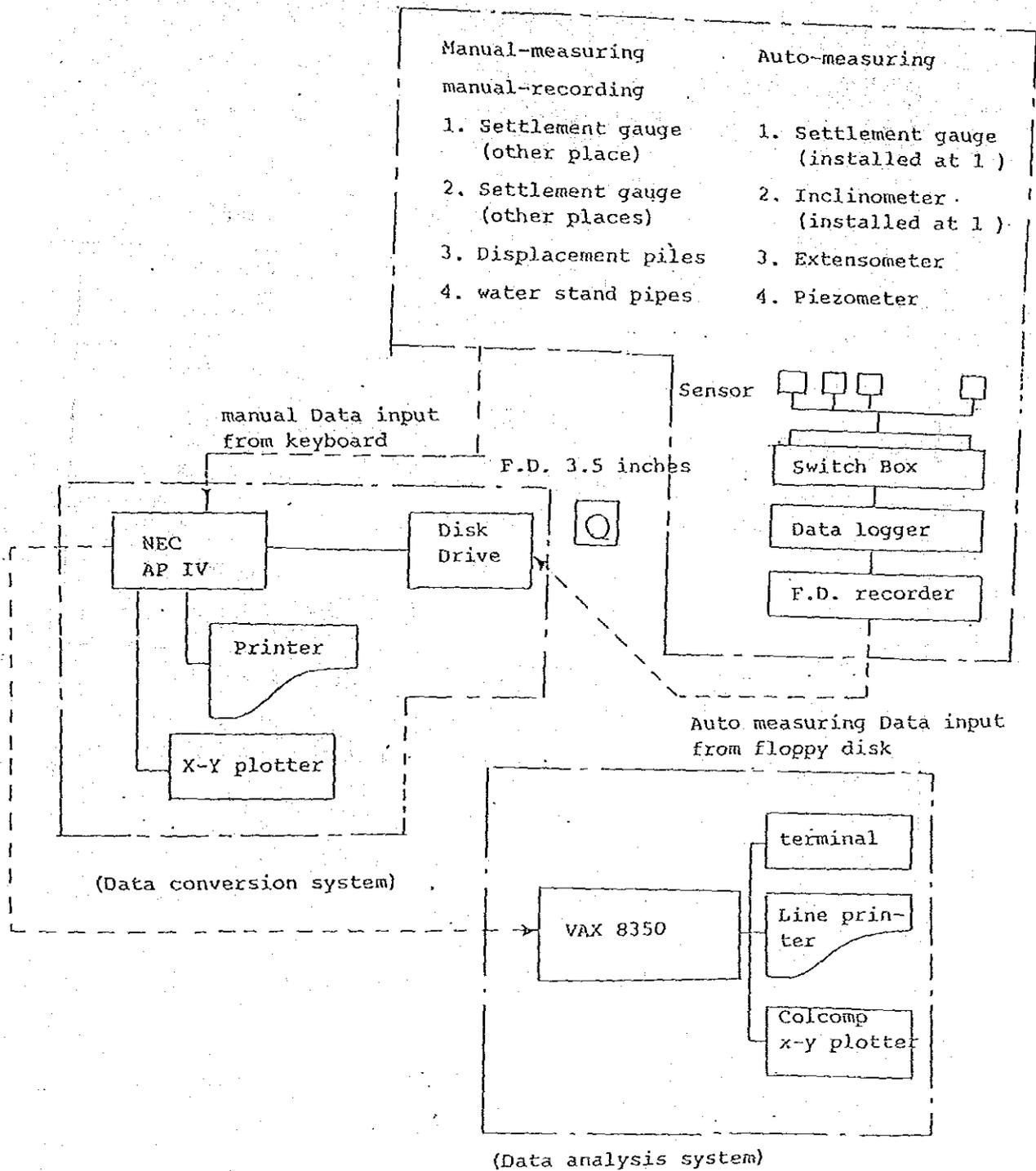


図5. 4. 1 現場計測システムの構成

5-5 データ処理プログラムの構成

データ処理プログラムはフロッピーに記録された掘削地盤に於ける変位、応力、間隙水圧等の挙動を経時変化として処理する。データ処理システム (NEC AP IV) により処理されたデータは本実施設計で行った粘弾塑性モデルによる地盤の挙動予測と比較される。

表5.5.1に処理プログラムの構成を示す。

表5.5.1 処理プログラムの構成

機 能	項 目
計測データの経時変化	1. 水平変位 2. 鉛直変位 3. 間隙水圧 4. 地下水位 5. 応力 (全応力及び有効応力)
計測プログラム	1. 解析断面の図化 2. 変位分布図の図化 (解析データと計測データ) 3. 全応力と有効応力の分布図の図化 (解析データと計測データ)

5-6 計測計器の設置方法

1) 傾斜計

図5.6.1に示す様にボーリング孔内に可とう管を設置し、管とボーリング孔壁をベントナイトセメントで固定し、傾斜計を多段的に埋設し、変位を自動計測する。

2) 層別沈下計

層別沈下計の設置方法は図5.6.2に示す様に、ボーリング孔壁とケーシングの間にハガネの撰付きのマグネットリングを固定し、その位置を地表より検出器を入れて測定する。

3) 伸縮計

伸縮計は、法面の表面に設置しなければならず、かつ、掘削中の測定も望まれる為、図5.6.3に示す様に掘削深度毎に調整しながら設置する方式とする。

4) 間隙水圧計

間隙水圧計は図5.6.4に示す手順で行う。

間隙水圧の設置に当り、注意を要する点は以下の通りである。

- a. 初期値は挿入前に地上で測定する。
- b. 挿入前にボーリング孔内は清水でせん浄する。
- c. 計器の組立ては、空気の混入を避ける為、水中で行う。
- d. 計器の沈設時にも測定を行い、水頭をチェックする。

5-7 測定方法及び測定スケジュール

1) 自動計測計器

a. リード線の選定と布設

現場計測で利用するリード線には、耐久性や絶縁性にすぐれたものを使用し、落雷の影響が考えられるので耐雷の機能を持たせることとする。

リード線の配線経路は本工事の施工計画を考慮して計画し、配線後は適切な防護策を構じ工事中にリード線に損傷がない様にする。

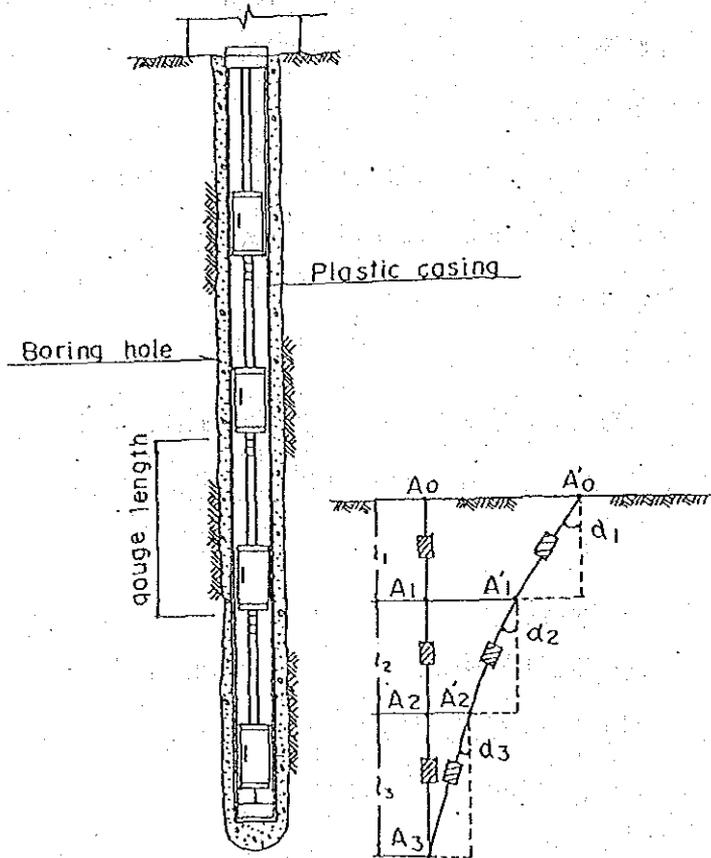
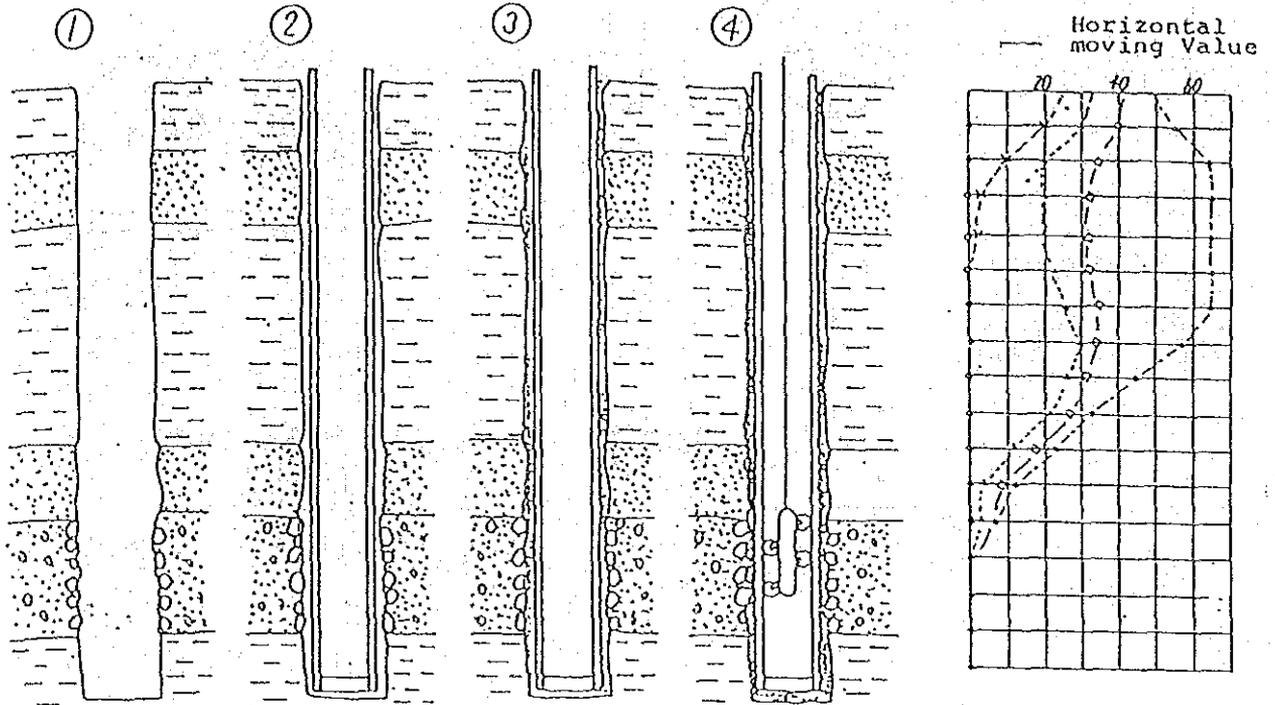


図 5.6.1 (A) 傾斜計の設置図 (自動計測)



- ① Drill up to estimate depth by 86mm in dia.
- ② Install the inclinometer casing up to end of hole.
- ③ Grout with cement, bentonite mortar.
- ④ Read initial value after 5-7 days from installation work.

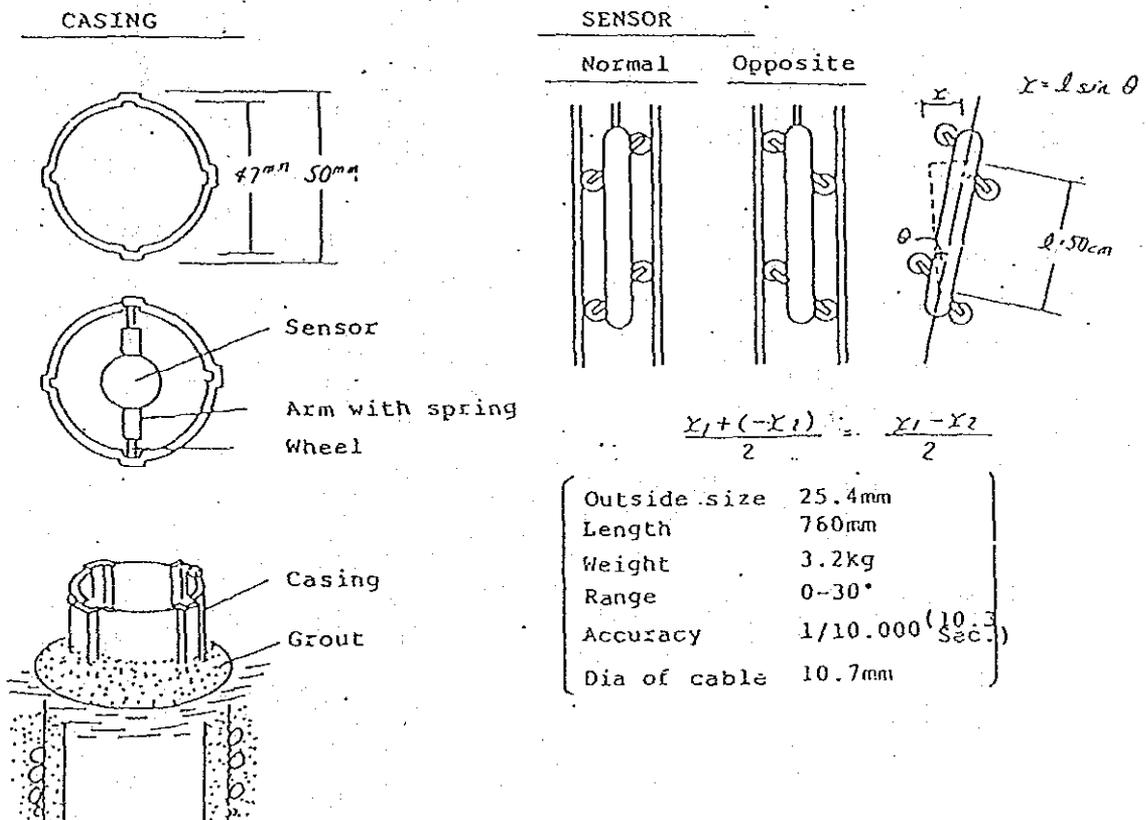


図 5.6.1(B) 傾斜計の設置図 (マニュアル計測)

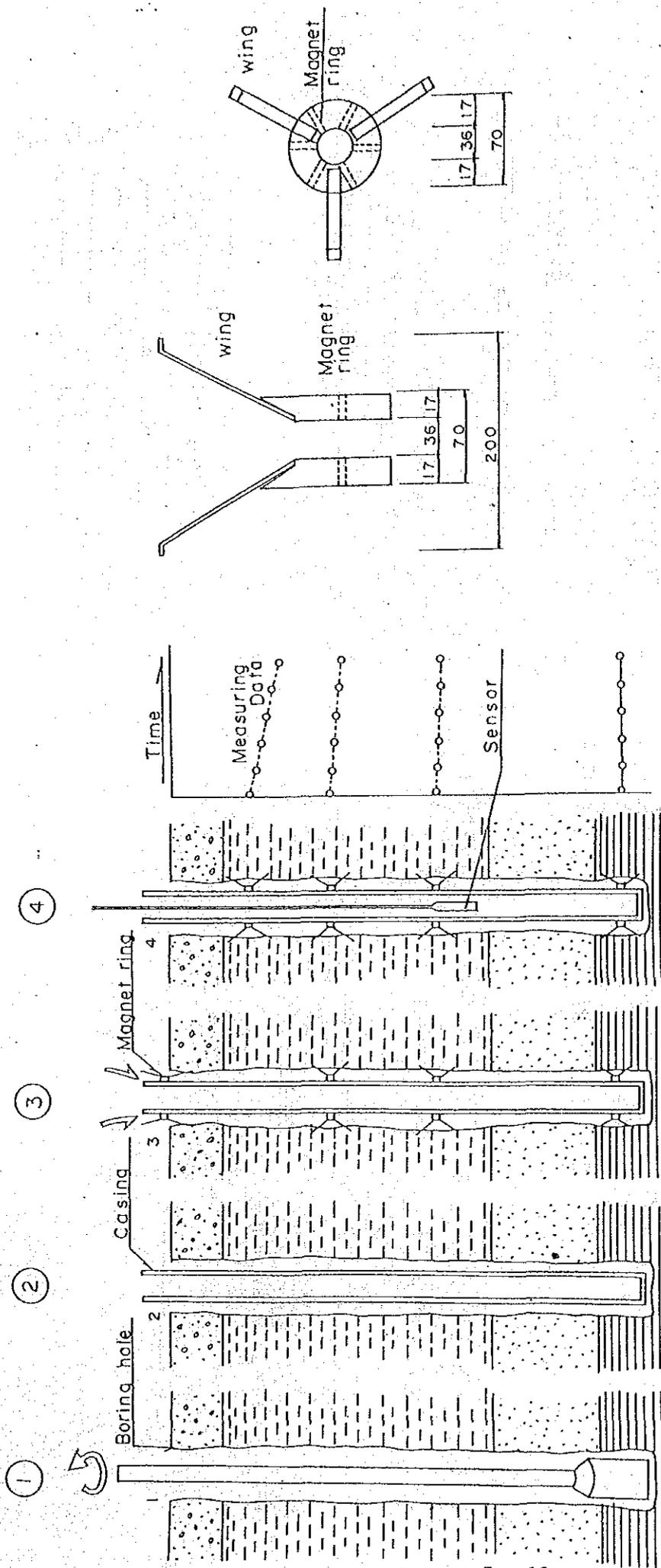
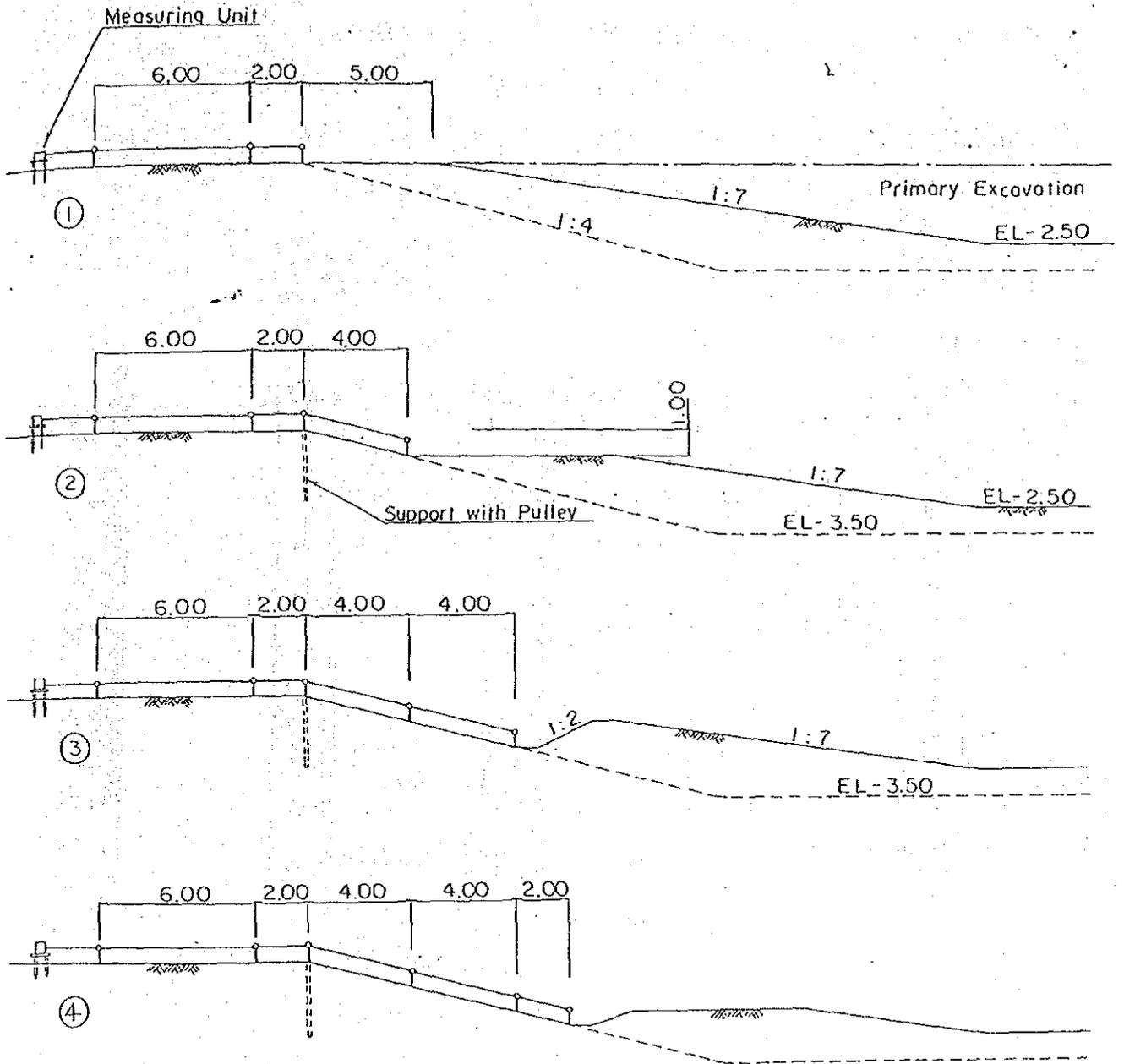


図 5.6.2 磨別沈下計の設置図

PROFILE 1:200



PLAN 1:200

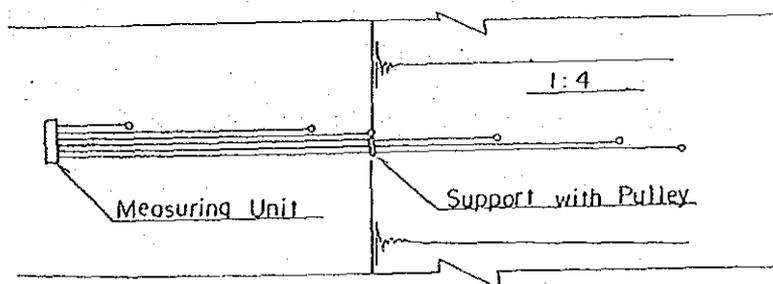


図 5.6.3 伸縮計の設置図

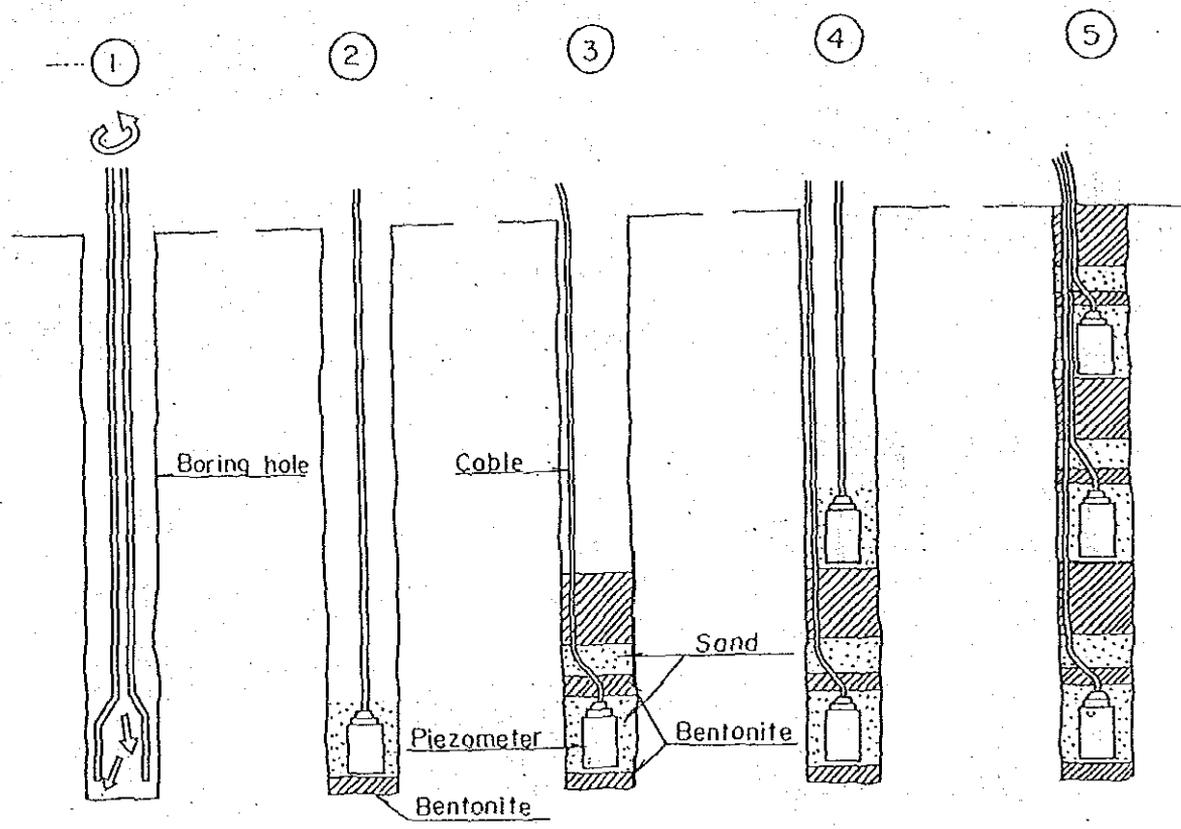


図 5.6.4 間隙水圧計の設置図

b. 計器の設置時期と測定開始

計器の設置は、地盤改良工事が終了後直ちに行うこととし、設置後、すみやかに予備的な観測や測定を開始する。

地盤中に計器を設置すると、その部分の粘土が乱され、元の状態に回復するのに時間がかかることを考え、測定の開始は予備的な測定結果に基づいて行うこととする。

間隙水圧計の設置については、地盤改良工事による地盤内の間隙水圧の挙動を出来るだけ計測することが今後の解析作業にとって必要であるので、地盤改良工の開始前に埋設することとする。

しかしながら、改良予定の地盤内に埋設することは、改良工事による地盤の側方流動等により、破損することが避けられない為、無処理地盤のみ埋設する。表 5. 7. 1 に計測計器の設置時期を示す。

ただし、改良地盤内でのデータも必要であるので、破損するまで計測することで、サンドコンパクションによる改良地盤内中央に、間隙水圧計1ヶのみ埋設する。

c. 計測頻度

自動計測機器による計測頻度は、表 5. 7. 2 に示す様に設定するが、工事の進捗あるいは地盤の挙動を適宜チェックし、実情に合わせて変更することとする。

2) 測量による計測計器

a. 直接測定を必要とする計器

計測システムのうち、層別沈下計、変位杭及びオープンピエゾメーターはマニュアル計測となる。

変位計の計測には、トランシットレベル及びスチールテープを使用し、適切な場所に設けられた不動点より測量する。

b. 測定頻度

マニュアルによる計測頻度は表 5. 7. 2 に示す通りの設定するが、工事の進捗あるいは、地盤の挙動に合わせ適宜変更することとする。

表 5. 7. 1 計測器の設置時期 'ime of Monitoring Instruments

Slope No.	Slope condition	Type of Instrument	No. of location	Installation Time							Remarks	
				1st month	2nd month	3rd month	4th month	5th month	6th month	7th month		
1	Non-treatment	Inclinometer	3									
	Slope for short term slope stability	Extensometer	1									
		Piezometer (1)	1									
		" (2)	1									
	1:4	Settlement gauge	3									
2	Non-treatment	Displacement piles	31									
	Slope for long term slope stability	Water stand pipes	1									
		Inclinometer	1									
		Piezometer	2									
	1:6	Settlement gauge	1									
3	Improved slope by soil cement columns	Displacement piles	23									
		Water stand pipes	1									
		Inclinometer	1									
		Settlement gauge	1									
4	Improvement slope by sand	Displacement piles	23									
		Inclinometer	2									
	Compaction piles	Piezometer (1)	1									
		" (2)	1									
		Settlement gauge	2									

	Improve. Work	Primary excavation		Secondary excavation		After excavation work	
		23 days	23 days	30 days	30 days	20 days	20 days
Auto reading	Auto-piezometer (Pore pressure gauge)		1 time/4 hrs				1 time/day
	Extensometer			3 times/day			1 time/day
Manual & auto reading	Auto-inclinometer						1 time/day
	Inclinometer (manual read.)			1 time/4 hrs			1 time/day
	Settlement gauge (auto)			3 times/day			3 times/week
	Settlement gauge (manual)			1 time/4 hrs			1 time/day
Manual reading	Displacement piles (Topographic survey)			3 times/day			3 times/week
	Open-piezometer (Water stand pipe)						1 time/week
Water Level in canal	Work condition for construction						3 times/week
	Variation of water level in testing canal			Dry excavation	Wet excavation	Watering	Dewatering

