

土木研究所資料

有限要素法による
地すべり斜面の安定性の検討

国道148号小谷道路（蒲原地区）について

平成7年3月

建設省土木研究所
新潟試験所

Copyright © 1995 by P.W.R.I.

All right 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、本報告書の全部または一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

有限要素法による地すべり斜面の安定性の検討

国道148号小谷道路(蒲原地区)について

新潟試験所 所長 秦 耕二
主任研究員 白石 一夫
急傾斜地崩壊研究室 研究員 小嶋 伸一

要 旨

本報告書は、長野国道工事事務所の依頼により、有限要素法を用い地すべりの動態を再現するとともに地すべり対策工として実施された各種対策工の挙動を再現し、検討を行ったものである。

キーワード：地すべり、数値解析、有限要素法、地すべり対策工

まえがき

国道148号は、長野県大町市を起点に新潟県糸魚川市とを結ぶ延長72.9kmの路線である。この路線は、一級水系姫川と北アルプス連山の山岳がせまる狭間を抜ける道路で狭隘でカーブが多いことから、順次改良工事が進められている。その路線における小谷道路（以下、蒲原地区と呼ぶ）は、新潟県と長野県境の新潟県側蒲原地区（糸魚川市街地より南に約23km、図-1参照）に位置する。本地区では、平成元年から付け替え道路工事に着手し、順調に施工が行われてきた。

しかしながら、平成3年8月に道路工事の盛土によって斜面に変状が観測され、地すべりと判断された。その後、地すべり対策工の安全施工を目的に斜面の動態観測が実施され工事が進捗している。

本報告書は、平成3年度から長野国道工事事務所の依頼により調査を行った地すべり斜面について、有限要素法を用い地すべりの動態を再現するとともに、EPS盛土による対策工の有効性について検討を行ったものである。

なお、本報告書作成に当たり、長野国道工事事務所関係各位の方々に多大なご協力を頂いた事をここに記して、感謝の意を申し上げます。

目 次

1. 調査地の地形・地質	1
2. 地すべり発生の概要	1
3. 有限要素法の概要	5
4. FEM解析による地すべりの挙動解析	8
4. 1. 解析ケース	8
4. 2. 物性値の決定	8
5. 解析結果	11
5. 1. ケース1～3による計算定数の検討	11
5. 2. EPS盛土による対策工への影響の検討	24
6. まとめ	24

巻末資料

1. リングせん断試験による土質定数	30
2. 簡便法による逆安定解析	33
3. 抑止杭の変位量による抑止杭に作用している応力の逆算	35
4. 有限要素法について	37

1. 調査地の地形・地質

一般国道148号は、長野県大町市を起点に新潟県糸魚川市とを結ぶ延長72.9kmの路線である。この道路に沿って流れる姫川の流域は、糸魚川-静岡構造線の影響で、地質構造が複雑で非常に破碎を受けている地域であり、特に姫川の西側に大規模な地すべりが存在する有数の地すべり地帯である。調査地周辺も、新旧の崩壊地が多数分布し、当地区の後背山地にも古い大規模な崩壊地形が見られる。

今回、解析を行った蒲原地区を形成する斜面は、図-1、図-2に示すように糸魚川-長野県境の新潟県側の姫川左岸に位置する段丘状の地形を呈した地区である。蒲原温泉の位置するEL.340m付近は段丘状をなし、河岸には姫川の侵食による高さ数mの侵食崖が形成されている。その姫川から現道までの斜面は、後背山地の崩壊による崩積土で形成されたと思われる階段状の緩斜面が続いている。

また県界に位置する蒲原沢と姫川の合流点付近の斜面では、直径0.5~数mにおよぶ巨礫が多数存在することから蒲原沢を流下した土石流堆積物と思われる。

北陸地方土木地質図解説書によれば、周辺の地質は、構造運動の影響を受け節理などが発達した非常に破碎を受けている中生代の砂岩・蛇紋岩の分布している地区である。

なお、ボーリング調査資料によると当地区の地質は、基岩は、割れ目の発達した硬質な古生層の砂岩で、それより上位に1)崩積土と思われる砂岩・粘板岩の角礫、2)地層面が比較的水平で湖沼堆積物と思われる砂・粘土で角礫を含む礫層、その上位に粘土・シルト層、3)崩積土と思われる砂岩・蛇紋岩・粘板岩の角礫で構成されている。

このように当地区は、地形的にも地質的にも地すべりが発生する素因をもっていることがわかる。

2. 地すべり発生の概要

一般国道148号小谷道路の蒲原地区では、図-3に示すように現道とバイパス道路を連絡させるために取り付け道路が盛土により施工される計画である。先にも記述したように当地区は、地すべりが発生する素因が十分に見込まれていたため、盛土区域の斜面には、あらかじめ地すべり対策工として抑止杭を施工するとともに斜面の動態観測のために孔内傾斜計を設置し、盛土の施工が開始された

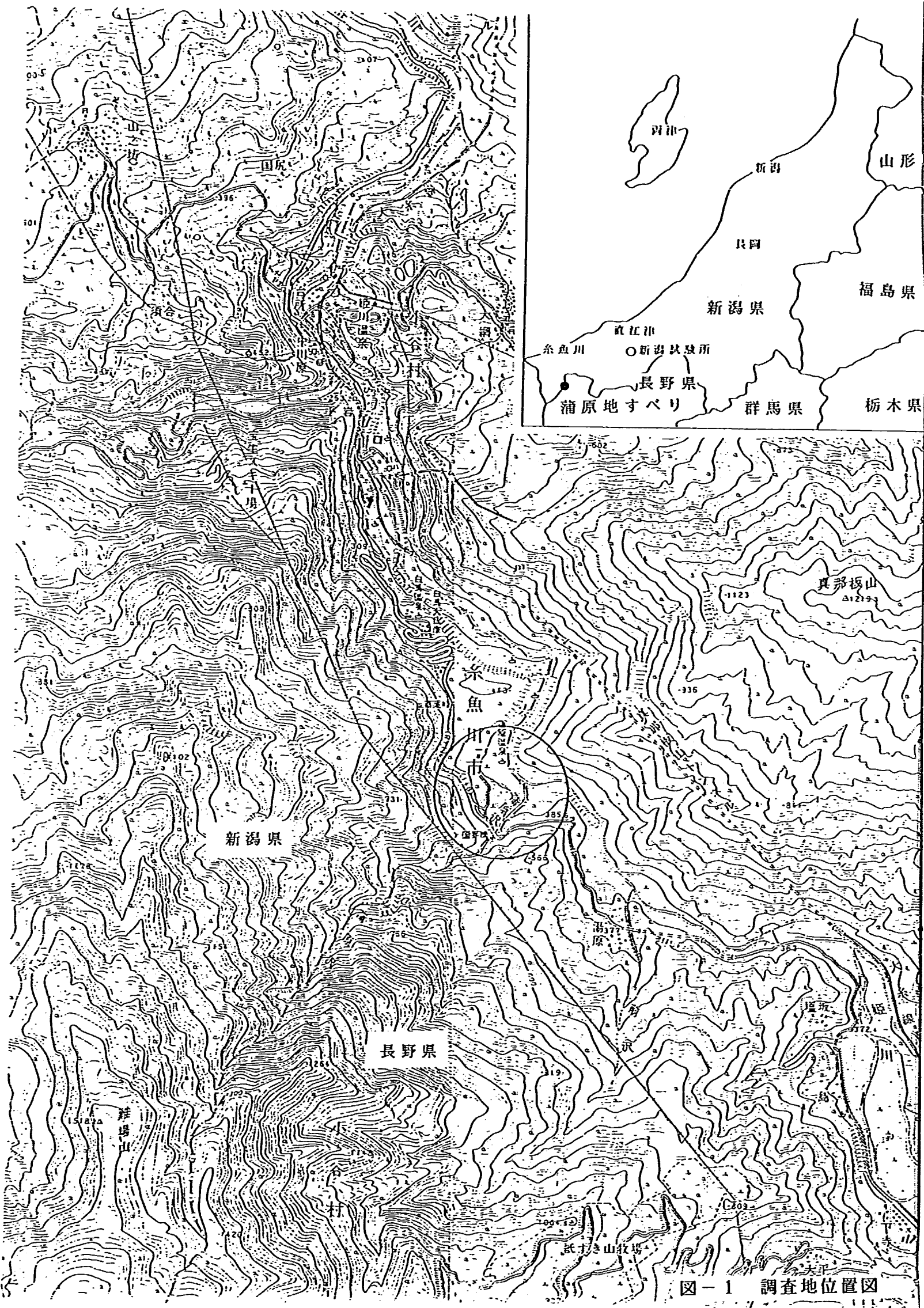


図-1 調査地位置図

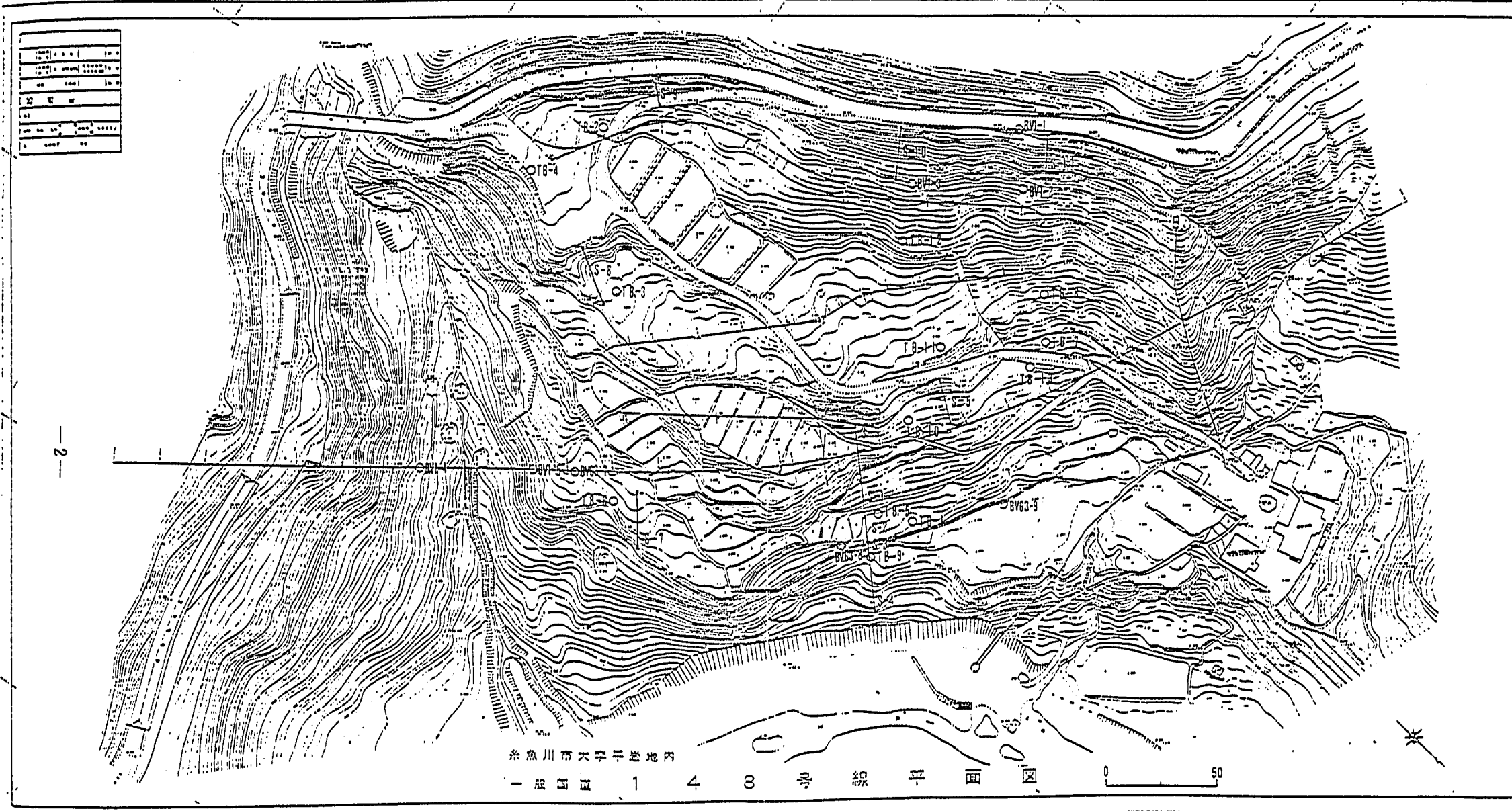


图-2 蒲原地区原地形平面图

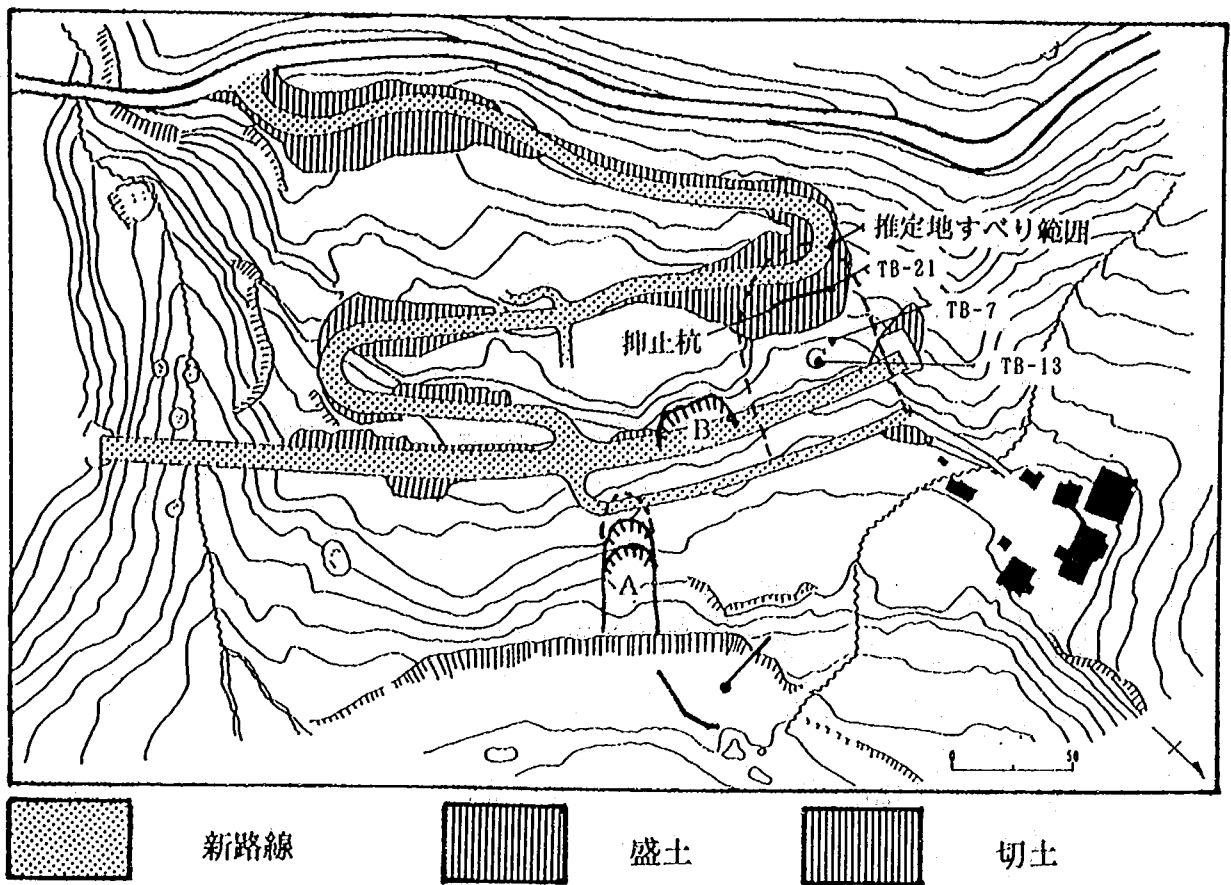


図-3 蒲原地区平面図と新設道路計画図

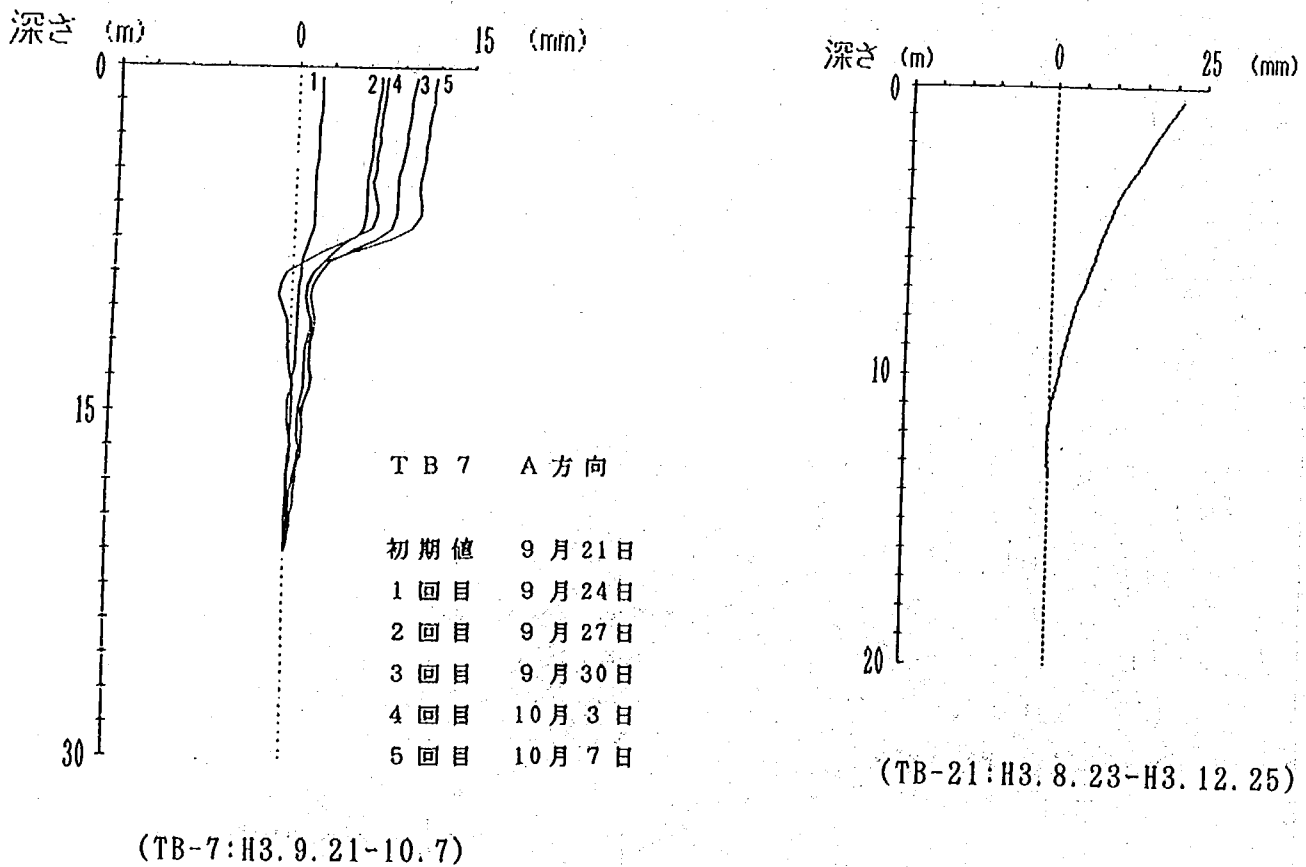


図-4 孔内傾斜計観測データ

(平成3年8月22日～)。しかしながら、盛土の施工に伴い抑止杭管内や盛土斜面の下方に設置した孔内傾斜計の観測に地すべり性の変位が累積する傾向が認められた。累積変位の生じた深度は、図-4に示す抑止杭管内のTB-21、盛土斜面の下方のTB-7において約8mに認められた。この位置におけるすべり面深度8.0mは、抑止杭の設計深度4.0mより深いため、盛土を2段(EL.=385.5m)施工した平成3年9月27日で中絶した。その結果地すべり変動は、穏やかとなったが、積雪融雪期を迎えるにあたってさらに盛土の排土(1段約6m)を実施した。

その後も、盛土の下部斜面に設置されている孔内傾斜計TB-7, TB-13では、継続して緩慢な地すべり性変動が認められたことから、抑止杭部分を境とした新たな地すべりブロックが発生して活動しているものと思われる。図-5は、観測結果から推定される、盛土中絶時(平成3年9月27日)における推定地すべり断面図である。

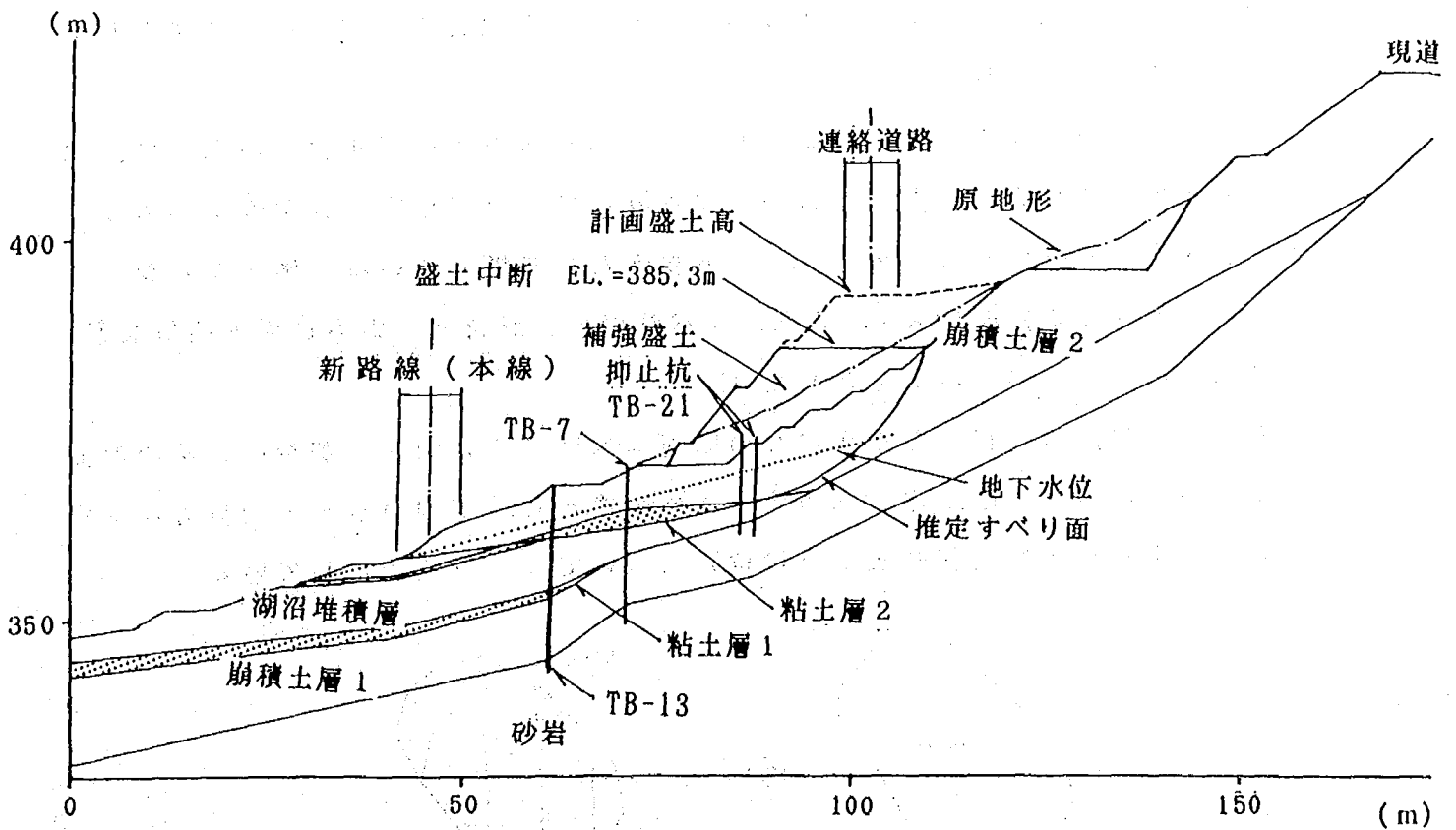


図-5 推定地すべり断面図

3. 有限要素法の概要

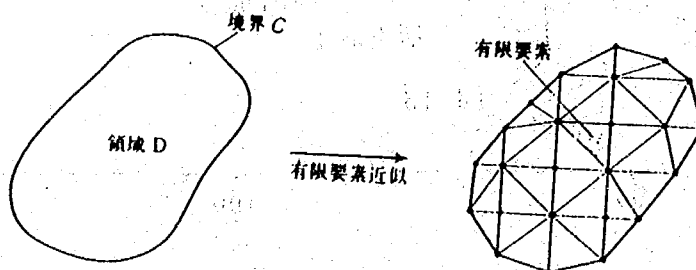
有限要素法とは、数値解析手法の一つであり、図-6のように変形に対して無限の自由度を持つ物体を有限の自由度をもつ要素の集合体として近似することにより、その集合体に対して成立する方程式を解いていく手法である。有限要素法では、差分法とは異なり各要素を自由な形で分割できることから、物体の形状に関わりなく解析が可能であり、応力が集中する箇所に要素数を多くできることから、比較的精度が高い解を導くことが出来る。

また、有限要素法では、一般の安定解析（簡便法など）とは異なり、各要素について変位や応力を求めることから、今回のケースのように抑止杭、深礎杭、橋梁基礎杭が地すべり地内に数段に配置されている場合の各施設に作用する変位・応力などの挙動を正確に求めることが出来る。

今回の解析では、土木研究所所有の有限要素法による地すべり斜面安定解析プログラム（SSA）を用いて、地すべりの挙動の再現および地すべり対策としてのEPS盛土の可能性について検討を実施した。

なお、本プログラムを利用するための地すべり斜面のモデル化にあたって、地すべり土塊は線形弾性体として扱い、すべり面については完全弾塑性な応力ひずみ関係を有するGood-man型のジョイント要素として扱っている。図-7にジョイント要素の変形モデルを示す。また、すべり面の変形特性（応力ひずみ関係など）は図-8のように与えるものとした。

有限要素法解析を行った地すべりの断面図は図-9に示す。解析のための斜面の境界条件については、左右端の水平方向固定とし、下端の水平・鉛直方向固定とした。また合成杭（鋼管杭＋H鋼杭）については、梁要素としている。

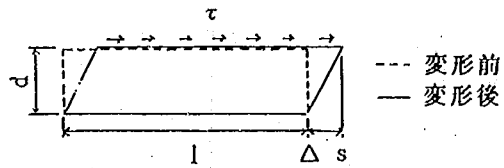


(有限要素法)

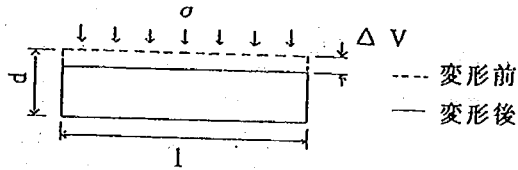
図-6 有限要素法

変形の種類		状 態	ジョイント位 変
初期状態			$\epsilon_1 \gamma = 0$
すべり	右ずれ		$\gamma > 0$
	左ずれ		$\gamma < 0$
	開 口		$\epsilon > 0$
	閉 合		$\epsilon < 0$
回 転	反時計 廻り		$\omega > 0$
	時 計 廻り		$\omega < 0$

図-7 ジョイント要素変形モデル

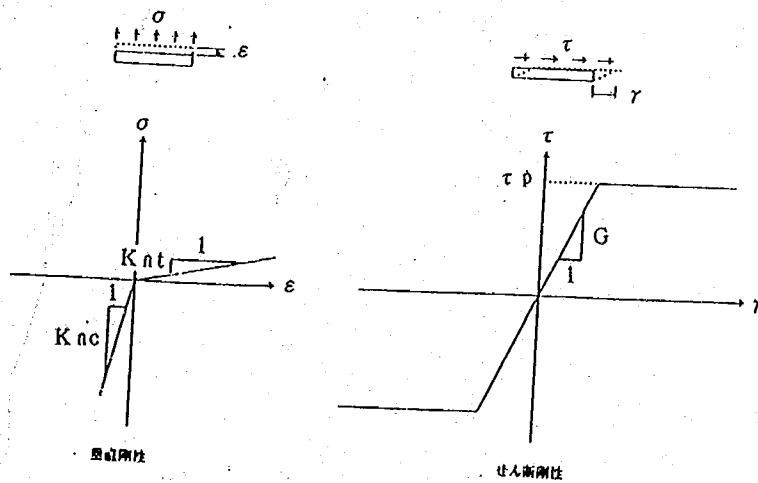


すべり面要素のせん断変形



すべり面要素の鉛直変形

(a) 変形モード



(b) 応力変形関係

図-8 ジョイント要素変形特性

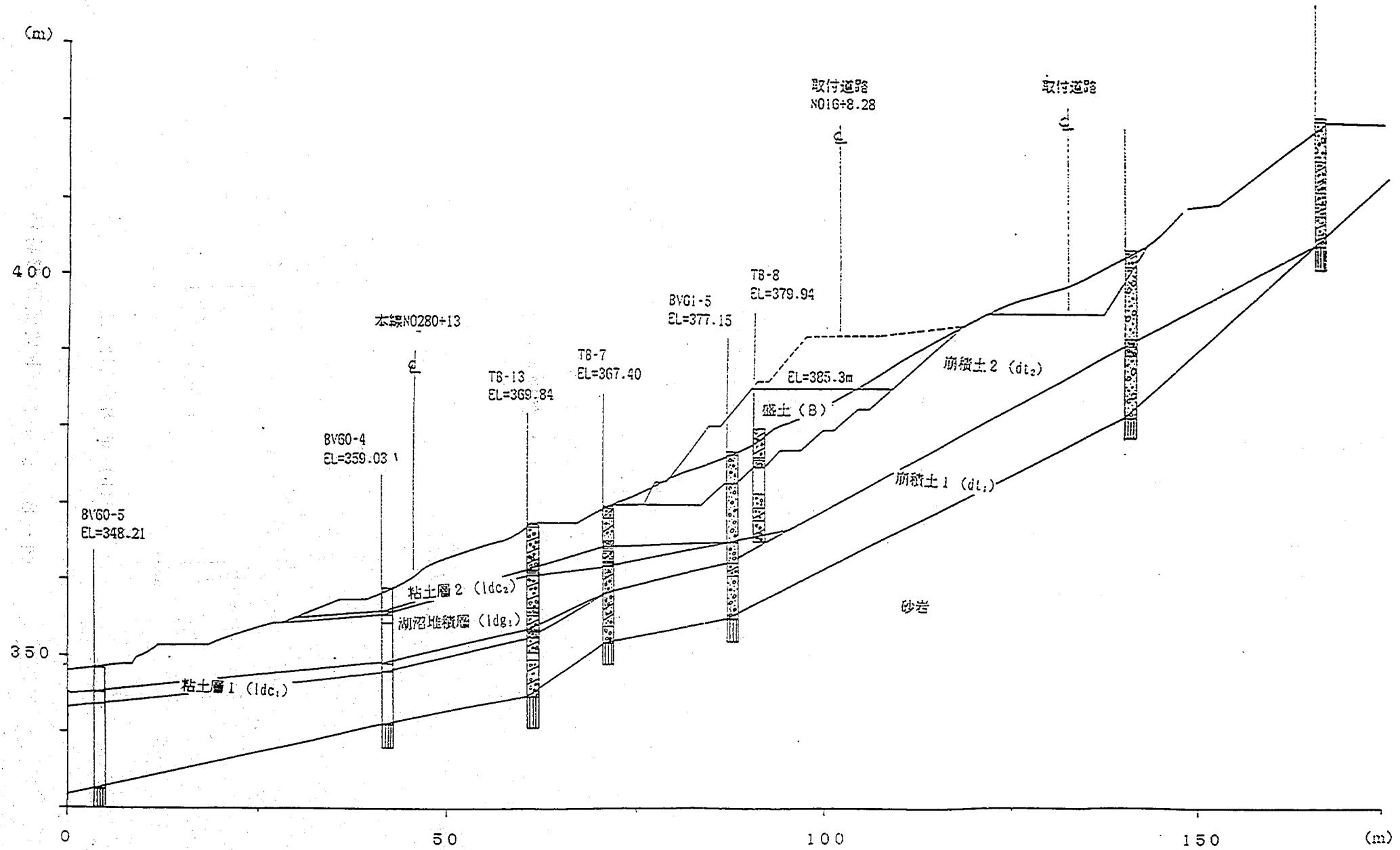


図-9 解析断面

4. FEM解析による地すべりの挙動解析

地すべり斜面の挙動解析は、地すべり挙動の再現および地すべり対策工の検討のために、表-1に示す4ケースの解析を行った。

4. 1. 解析ケース

ケース1は原地形における計算を行った。このケースは、すべり面定数の設定のために実施したもので、地すべり面での要素の安全率の和が1.0になるようにすべり面の強度定数を定めた。

ケース2は切土後の地形における計算を行った。このケースは、原地形斜面の切土後について地山の変形形状や応力状態を求めるために行った。これによって求めた変位・応力状態を初期値として、ケース3, 4で計算された変位・応力状態の差をとって地盤の変位量や対策杭にかかる応力を算定する。

ケース3は盛土中断時における計算を行った。このケースは、地すべりの挙動を再現し決定した地盤定数の妥当性の検討のために行った。合成杭（鋼管杭+H鋼杭）は、1.1m間隔で千鳥配置されているが、解析モデルでは一列とみなしている。

ケース4はケース2を初期状態として、地すべり対策工施工後の計算を行った。

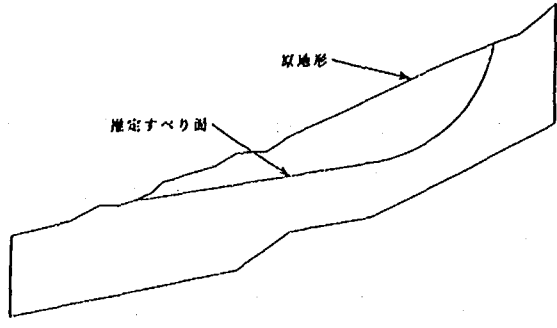
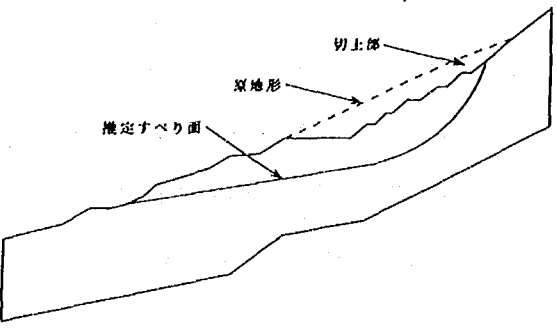
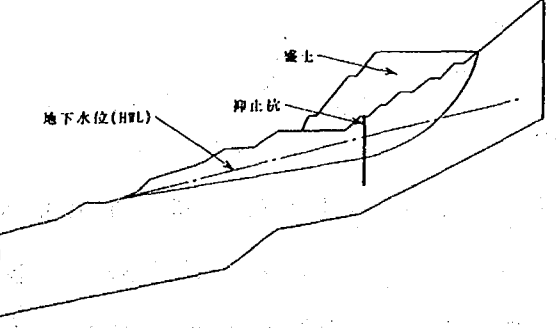
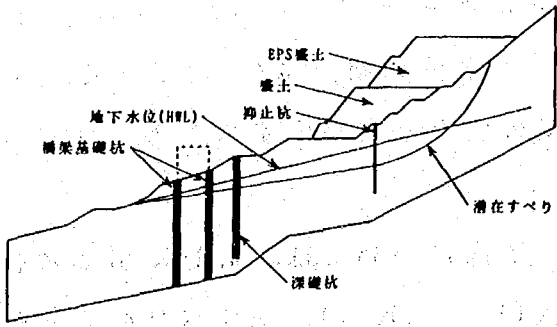
4. 2. 物性値の決定

解析対象とした地すべり斜面の土層は、図-10に示すように基岩（砂岩）の上に下層から崩積土層1（岩塊、礫）、粘土層1、湖成堆積層（礫）、粘土層2、崩積土層2（岩塊、礫、粘土）の5層に分けられる。

地すべり斜面のFEM解析を実施するために必要な諸物性値は、弾性係数（ E ）、ポアソン比（ ν ）、単位体積重量（ γ_t ）である。また、三角形要素に発生した応力に対する要素の安全率を決定するため、粘着力（ c ）、内部摩擦角（ ϕ ）の値が必要である。

そして、ジョイント要素については、計算に用いる値として、せん断剛性係数（ G ）、垂直剛性係数（ K_{no} , K_{nt} ）、地すべりの安定性を検討するために粘着力（ c ）、内部摩擦角（ ϕ ）の値が必要である。

表-1 解析ケース一覧表

ケース番号	解析モデル	解析断面	地下水位	荷重条件
1	切土前の地山の応力・変形解析		地下水位 無	自重
2	切土後の地山の応力・変形解析		地下水位 無	自重
3	ケース2を初期値とした盛土中斷時の解析		地下水位 有	自重 抑止杭有 盛土
4	ケース2を初期値とした対策工施工後の解析		地下水位 有	自重 抑止杭有 深礎杭有 基礎杭有 EPS盛土

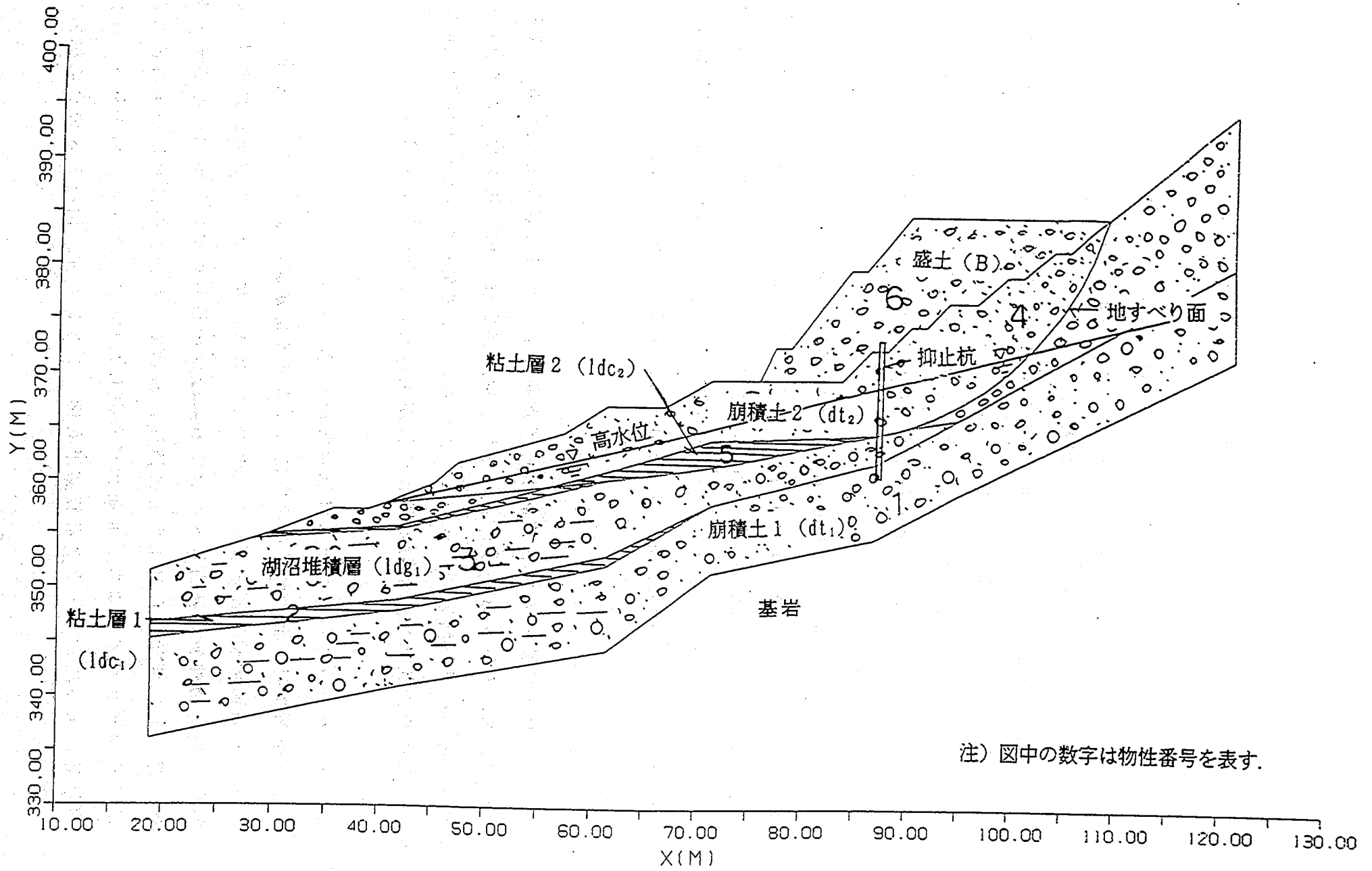


図-10 解析断面モデル

解析に用いた土層および杭の諸物性値は、表-2～表-5にまとめて示す。これらの値は、標準貫入試験結果、土質試験結果および既往文献などにより決定している。

この表のすべり面の剛性係数は、近傍の深礎掘削地盤より採取したすべり面付近の粘土の土質試験結果より求めた。また、すべり面強度定数は、ケース1での逆算により $F_s = 1.0$ になる値を定めた。

抑止杭は、1.1m間隔で千鳥配置されているが、解析モデルでは一列とみなし、単位奥行き当りに換算した物性値を用いている。また、深礎杭・橋梁基礎杭は図-11に示すように配置されているが、奥行き方向によって杭の長さが変わるため、長さに比例させて杭の定数に重みをもたせ、単位奥行き当たりの物性値としている。

ケース3、4で設定している地下水位は、図-2の平面図に示すTB-8孔で平成3年7月23日から平成4年1月17日までに観測された水位（図-12参照）の最高水位（ $x = 90.25\text{m}$ 、 $y = 369.5\text{m}$ ）と、現地調査の結果より、写真1のように粘土層がみられ積雪期に湧水が発生して雪が積もらない箇所（推定すべり面の末端部、 $x = 40.25\text{m}$ 、 $y = 358.0\text{m}$ ）を結んだ直線で与えた。

5. 解析結果

4. 2. 項で決定した物性値を用いて解析を行った計算結果を表-6に示す。

表の中から、ケース3、4における抑止杭、深礎杭、橋梁基礎杭それぞれの杭変位量・応力の計算結果については、ケース3、4で生じた応力・変位状態から、ケース2の切土後状態における地盤の初期状態を差し引いた値を示してある。

5. 1. ケース1～3による計算定数の検討

数値解析では、諸物性値の設定により大きく解が異なる。そこで、本章では、地すべり斜面の動態観測データなどとケース1、ケース3の解析結果より、計算に用いた物性値の妥当性を検討する。今回の検討に用いた現地の観測データは、盛土施工開始から排土までの期間において、孔内傾斜計を用いて計測したボーリング孔TB-7および抑止杭内に設置したTB-21の計測データである。孔内傾斜計による観測データと計算結果を図-13に示す。図-13の合成杭内に

表-2 各土層の物性値

物性 番号	地層	記号	N値	単位体積 重量 γ (tf/m ³)	弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン 比 ν	粘着力 c (tf/m ²)	内部 摩擦角 (deg.)
1	崩積土1	dt1	37.9	1.9	10,600	0.333	1.5	30.0
2	粘土層1	ldc1	29.0	1.8	8,100	0.382	0	22.6
3	湖沼堆積 物層	ldg1	36.6	1.9	10,000	0.333	0.5	30.0
4	崩積土2	dt2	28.4	1.9	8,000	0.350	0.5	27.5
5	粘土層2	ldc2	14.0	1.8	2,800	0.382	0	22.6
6	盛土	B1	33.7	2.0	9,400	0.263	0	40.0
6'	EPS盛土			1.0	600	0.120	0	30.0

各物性値の推定は以下の通りである

- ①N値 ボーリング孔TB-7、TB-13の平均値
異常値を省いた上で、N=50以上では貫入量に対する修正
N値を用いた。盛土のN値は、崩積土の平均とした。
- ②単位体積重量 既往文献より引用した。
- ③弾性係数 粘土層2は、深礎工より得られた試料による一軸圧縮試験
より求めた。
その他の地層では、N値から280Nで求めた
- ④ポアソン比 $K_0 = 1 - \sin \phi$
 $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ により求めた
- ⑤粘着力 既往の土質試験結果より求めた
- ⑥内部摩擦角 "

表-3 すべり面の物性値

地層	記号	せん断 剛性係数 G (tf/m ³)	垂直剛性係数 (tf/m ³)		粘着力 c (tf/m ²)	内部 摩擦角 ϕ (deg.)
			圧縮	引張		
すべり面	J	8,000	15,000	150	0	19.5

- ①せん断剛性係数 深礎工より得られた試料による、一面せん断試
験結果より
- ②垂直剛性係数 亀の瀬地すべりの物性値を準用
- ③内部摩擦角 ケース1 (原地形) の安全率=1.0より逆算

表-4 抑止杭の物性値

地層	断面積 A (m ²)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	偏心距離 y (m)	長期許容 圧縮応力 σ _{ca} (tf/m ²)	長期許容 引張応力 σ _{ta} (tf/m ²)	長期許容 剪断応力 σ _{ra} (tf/m ²)
地すべり抑止杭	0.04673	2.1 × 10 ⁷	1.653 × 10 ⁻³	0.300	16000	16000	9000
	0.04248	2.1 × 10 ⁷	1.503 × 10 ⁻³	0.300	16000	16000	9000

上段：1本当たり 下段：奥行き1m当たり(図2.13参照)

①断面2次モーメント 鋼管杭とH型钢杭のみ考慮した。(モルタルは除外)

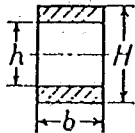
○鋼管杭φ600×16



$$I = \frac{\pi}{4} (R^4 - r^4)$$

$$= 0.7854(0.0081 - 0.0065)$$

$$= 0.001258 \quad (\text{m}^4)$$



○内挿杭H=350×350×12×19

$$I = \frac{b}{12} (H^3 - h^3) + \frac{bh^3}{12}$$

$$= 0.029167(0.042875 - 0.030371) + \frac{0.000364456}{12}$$

$$= 0.000364704 + 0.00003037133$$

$$= 0.00039508 \quad (\text{m}^4)$$

○合成杭(鋼管杭+H型钢杭)

$$I = 0.001258 + 0.000395$$

$$= 1.653 \times 10^{-3} \quad (\text{m}^4)$$

②長期許容応力 建設省河川砂防技術基準(案)設計編[Ⅱ]より引用した。

表-5 深礎杭, 橋梁基礎杭の物性値

	断面積 (m ²)	弾性係数 (tf/m ²)	断面2次 モーメント (m ⁴)	偏心 距離 (m)	長期許容 圧縮応力 (tf/m ²)	長期許容 引張応力 (tf/m ²)	長期許容 せん断応力 (tf/m ²)
深礎杭	1.4660	2.5×10 ⁹	0.6207	1.25	900	18000	200
橋梁基礎 杭	0.7761	2.5×10 ⁹	0.2921	1.25	900	18000	200

深礎杭および橋梁基礎杭の物性値の推定根拠は以下の通りである。

① 断面積

- ・コンクリートの断面積

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} \text{ (cm}^2\text{)}$$

- ・換算断面積

$$A_e = A_c + (n-1) \times A_p \text{ (cm}^2\text{)}$$

② 断面二次モーメント

- ・換算断面二次モーメント

$$I_e = \frac{\pi D^4}{64} + \frac{1}{2} (n-1) A_p r_p^2 \text{ (cm}^4\text{)}$$

ここに, A_c : 杭の断面積 (cm²)

A_p : 鉄筋の断面積 (cm²)

A_e : 深礎杭の換算断面積

D : 杭の外径 (cm)

n : 弾性係数比 ($n = E_p / E_c$)

E_p : 鉄筋の弾性係数 (kgf/cm²)

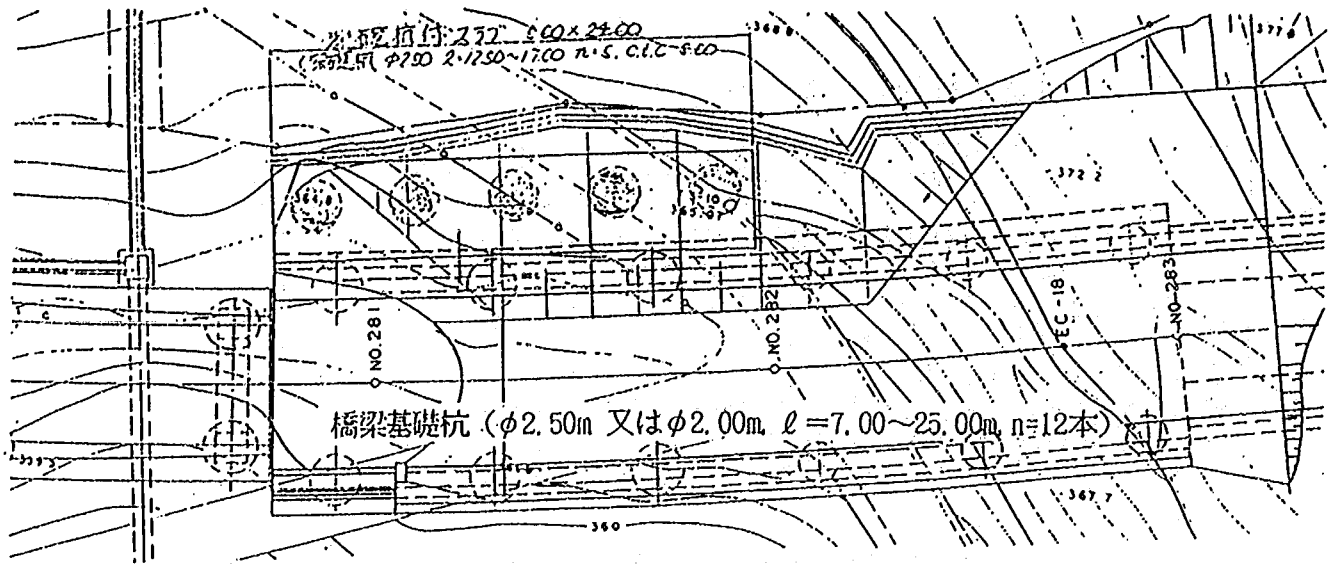
E_c : コンクリートの弾性係数 (kgf/cm²)

I_e : 深礎杭の換算断面二次モーメント (cm⁴)

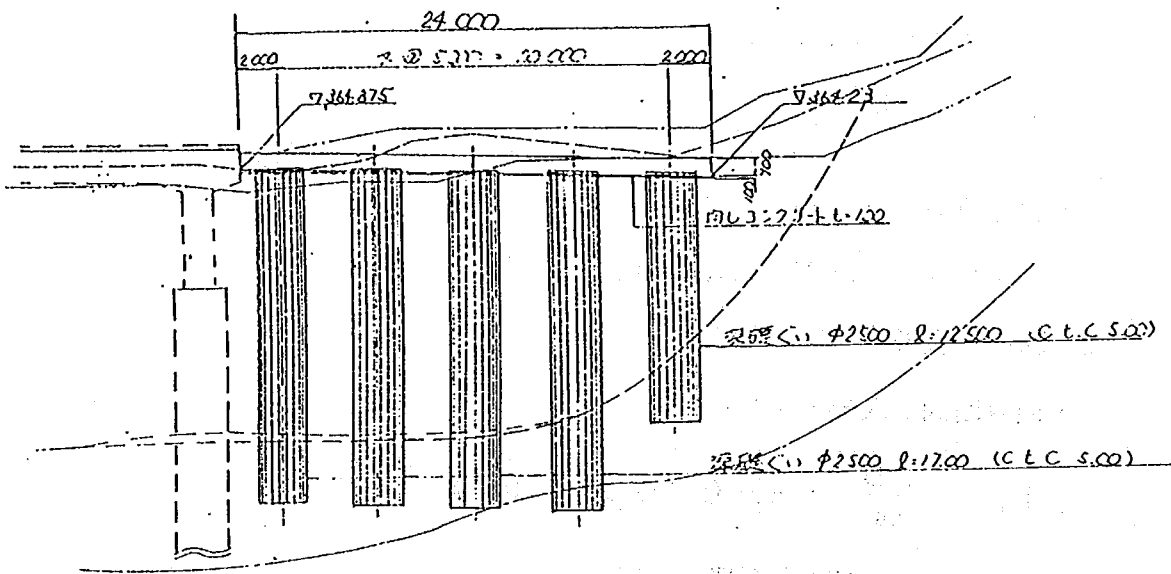
r_p : 鉄筋の配置半径 (cm)

② 長期許容応力

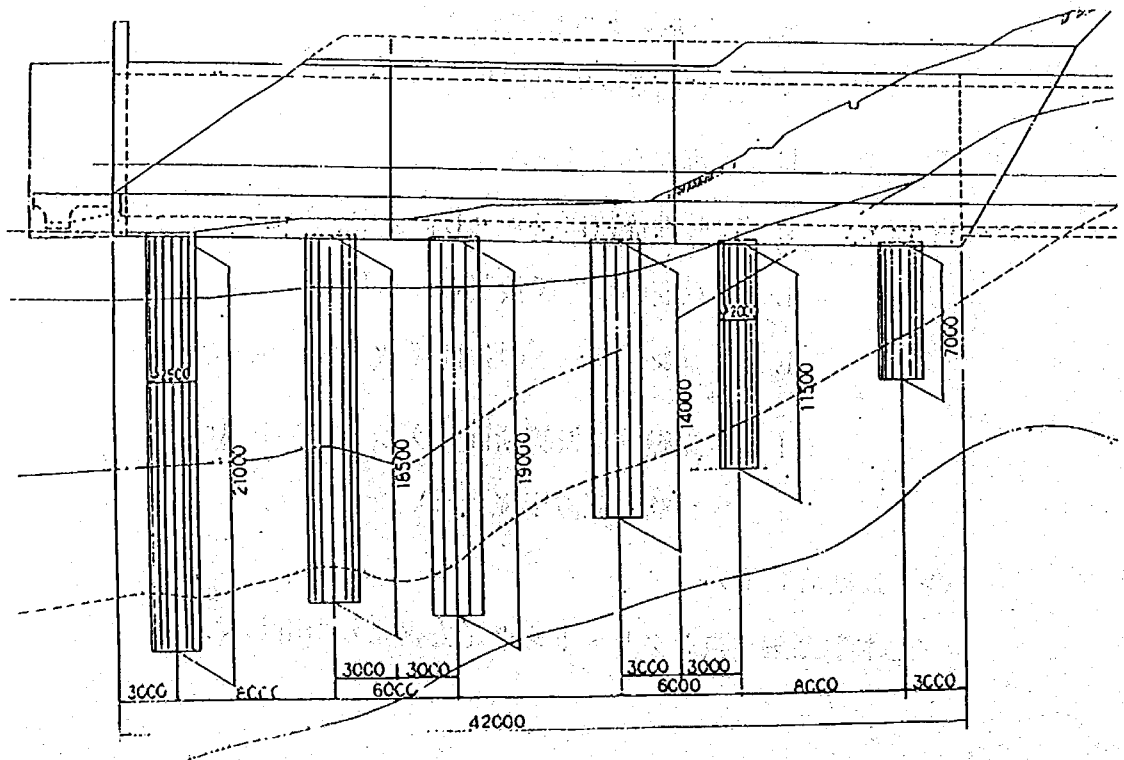
土木学会編: コンクリート標準示方書より引用した。



深礎杭 橋梁基礎杭の平面図 (S=1/400)



深礎杭の断面図 (S=1/400)



橋梁基礎杭の断面図 (S=1/400)

図-11 深礎杭配置位置図

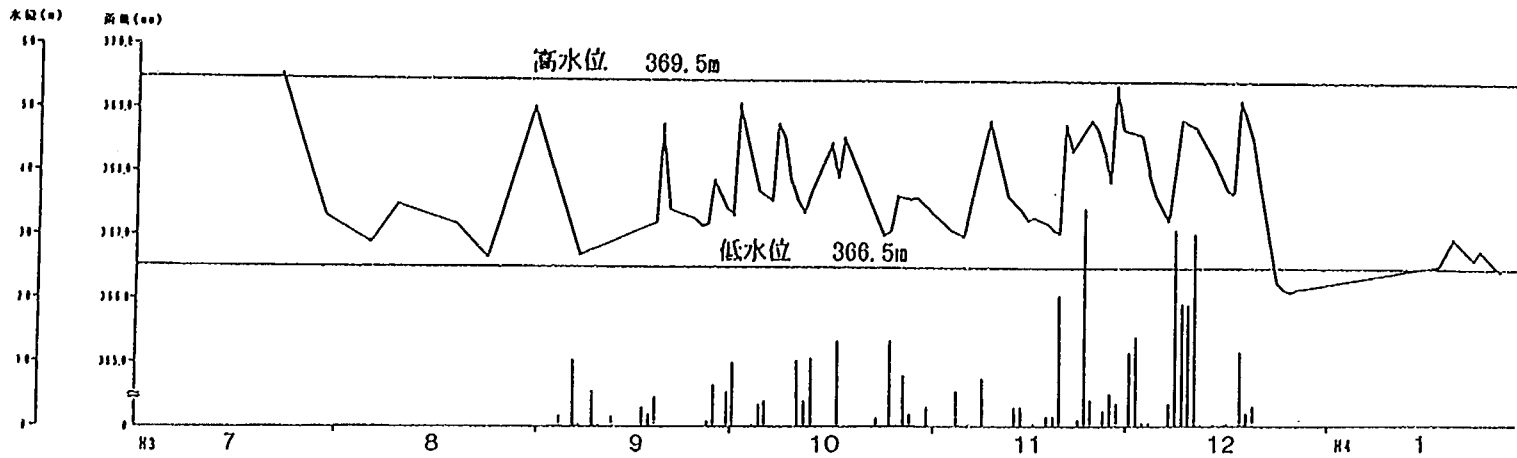


図-12 水位観測結果

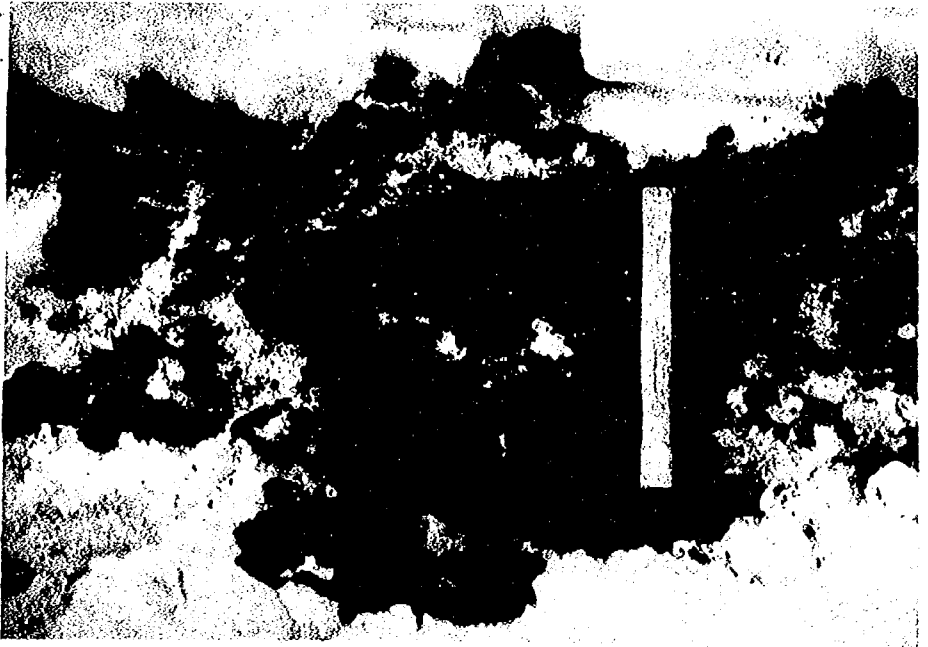
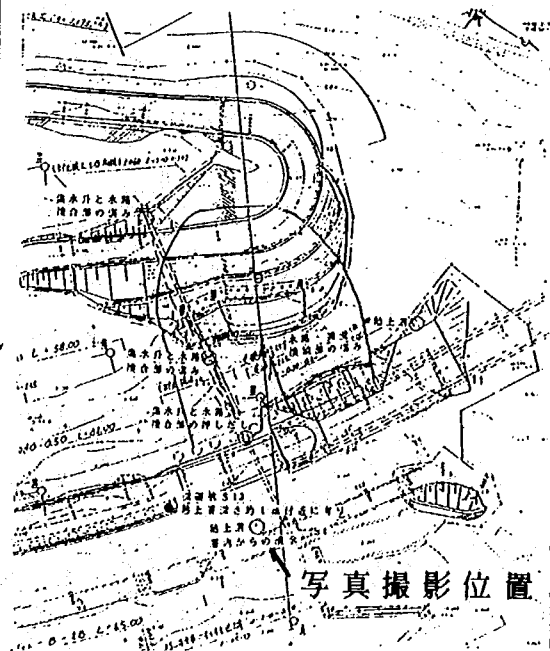
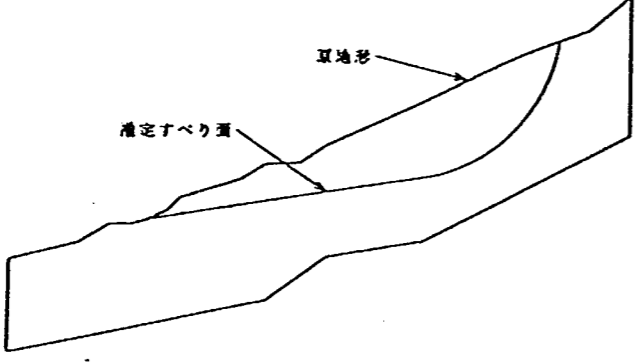
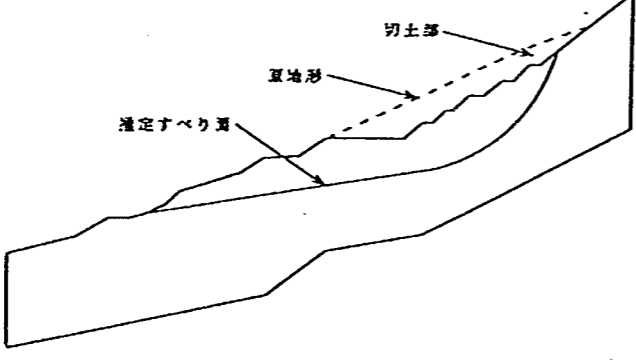
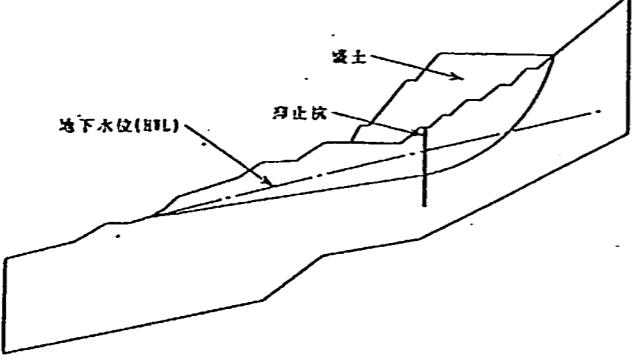
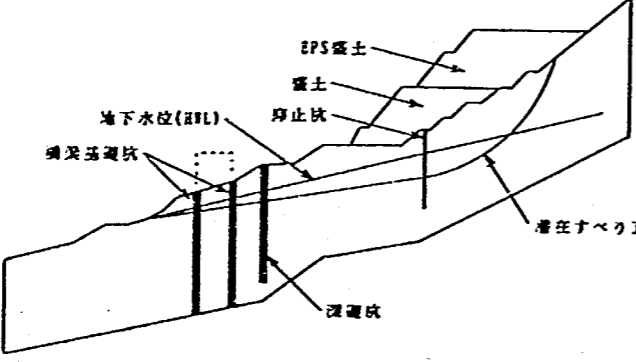


写真1 仮棧橋橋脚付近に見られる粘土層

表-6 解析結果一覧表

ケース	解析モデル	解析断面	荷重条件 地下水位	地すべり面			杭の種類	杭体の最大断面力			抗体の安全率		水平変位(mm) 杭頭
				抵抗力 (tf)	滑働力 (tf)	安全率		軸力 (tf)	せん断力 (tf)	モーメント (tf)	直応力	せん断力	
1	切土前の地山の応力・変形解析		自重 地下水無	353.8	353.8	1.000	橋梁基礎：谷 ：山	-	-	-	-	-	-
							深礎杭	-	-	-	-	-	-
							抑止杭	-	-	-	-	-	-
2	切土後の地山の応力・変形解析		自重 地下水無	269.7	240.3	1.123	橋梁基礎：谷 ：山	-	-	-	-	-	-
							深礎杭	-	-	-	-	-	-
							抑止杭	-	-	-	-	-	-
3	ケース2を初期値とした盛土中断時の解析		自重 盛土 抑止杭有 地下水有	583.3	577.9	1.009	橋梁基礎：谷 ：山	-	-	-	-	-	-
							深礎杭	-	-	-	-	-	-
							抑止杭	135.9	34.6	23.3	11	2.1	19
4	ケース2を初期値とした対策工施工後解析		自重 EPS盛土 抑止杭有 深礎杭有 基礎杭有 地下水有	377.5	331.2	1.140	橋梁基礎：谷 ：山	8.3 7.7	8.0 8.0	42.3 46.2	6 9	20 20	3.3 3.3
							深礎杭	4.7	9.5	22.7	20	30	5.0
							抑止杭	98.0	21.8	16.8	3	18	13.2
							基礎杭	-	-	-	-	-	-

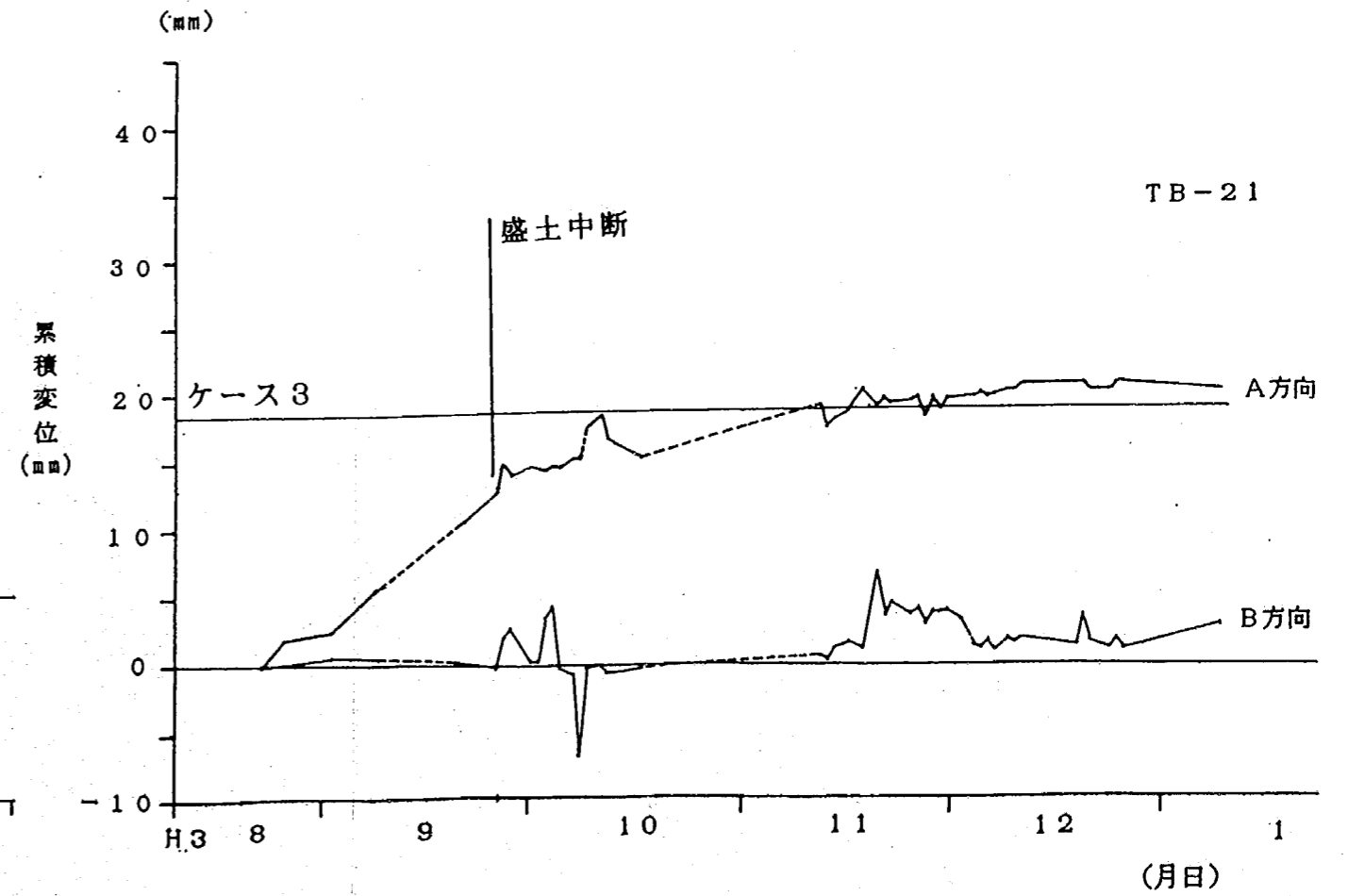
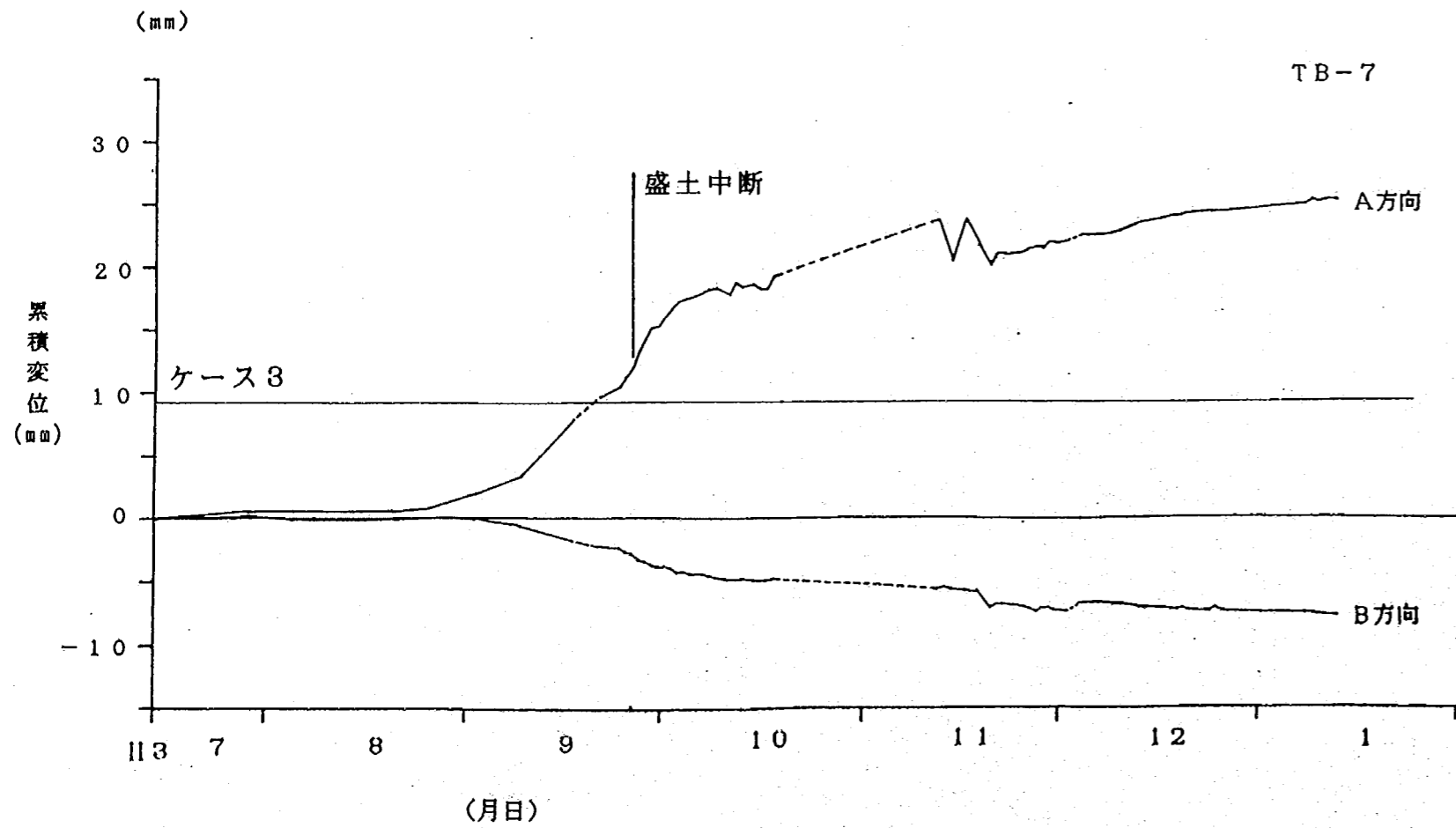
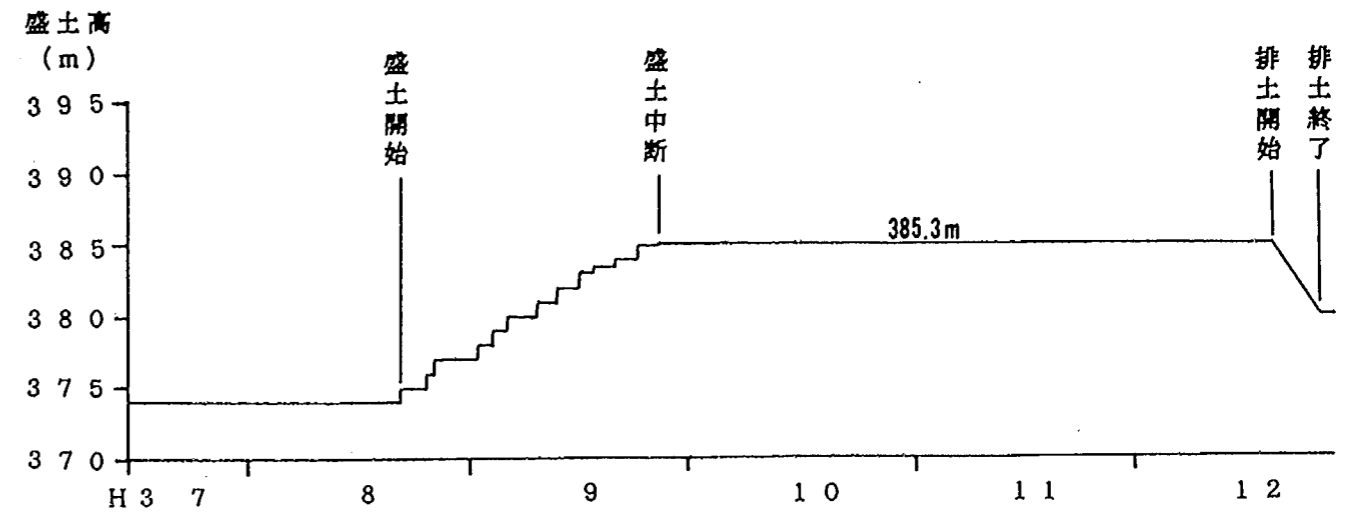
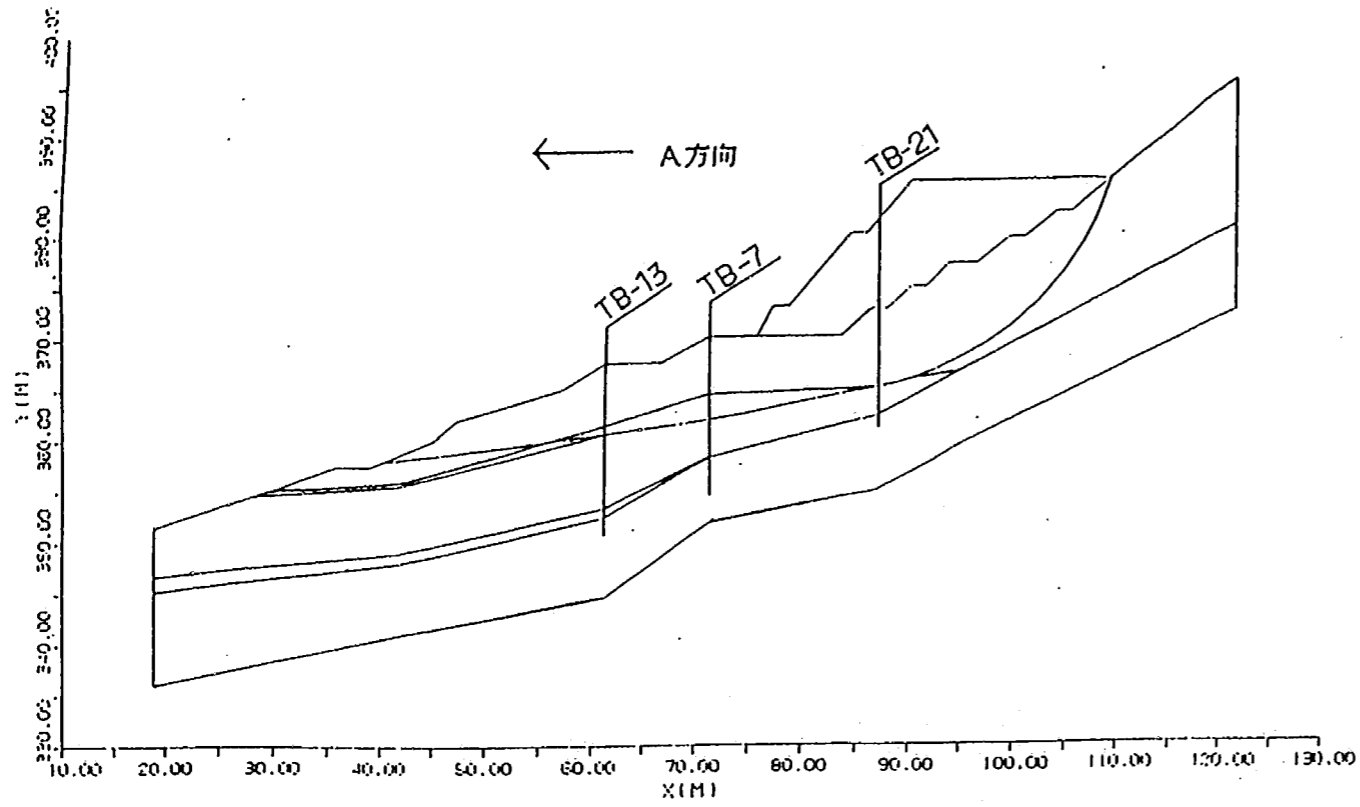


図-13 移動量比較図(観測値~解析結果)

設置されたTB-21の観測データをみると杭頭部の変位量の観測値は、盛土中断後に約20mmでありケース3での解析結果19mmとほぼ同じ値となっている。

一方、TB-7では、観測値が約20mmに対し、ケース3での解析結果が10mmとかなり小さな値となっているが、①盛土を中断した9月27日までの観測値と比較すると、あまり異なった値ではない、②TB-7とTB-21との観測値を比較してみると、盛土中断時まではほぼ同一の状態であるのに対し、盛土中断後はTB-21ではあまり変位が見られない。しかしTB-7では変位が継続している。このことは、盛土中断後も地すべり下部ブロック（抑止杭より斜面下方）の土塊は、別ブロックで独立して滑動したものであると思われる。これらのことを考慮すると、TB-7の観測データを非常に良く再現していると言える。

さらに、表-7に示すように、梁に集中荷重が作用しているとして梁の変形量から作用力を逆算した値とFEM解析から求めた抑止杭の作用力の値は近似している。また、FEM解析に用いたすべり面物性値の値は、逆安定解析結果とリングせん断試験結果によるすべり面強度定数と似た値となっている。

以上のことから、今回の計算で用いた諸物性値は、適当であったと言える。

しかしながら、FEM解析自体には影響を及ぼさないが、図-14に示す、ケース1の局所安全率図を見ると斜面上部境界域の一部引張域以外にも局所安全率の低くなっている部分（黄色、橙色、赤色部分）が崩積土層1、粘土層1、湖沼堆積層の一部分に見られる。このことから、今回の解析に用いた土層の c 、 ϕ については、崩積土層1、粘土層1、湖沼堆積層部分では適当であったとは言いがたい。そこで、応力増加によりその要素が危険になるか否かを局所安全率と安全率の変化量で検討するものとする。図-15にケース3の局所安全率図を、図-16にケース3-2の局所安全率の変化量図を示す。先に記述した、独立して滑動していると思われる地すべり下部ブロック部分は、図-15の連続して安全率の低くなっている部分であり、図-16の安全率の低下が著しい部分であることがわかる。

このように局所安全率と安全率の変化量を指標として用いることによって、すべり面のはね上がりの危険性や地すべりブロックの分断などの推定が可能であると思われる。

表-7 各種解析結果との比較表

計 算 手 法	土質定数		抑止杭に作用する応力	
	c tf/m ²	φ deg.	荷重 tf	モーメント tf・m
FEM解析の計算結果	0	19.5	34.6	23.3
リングせん断試験結果	0.17	22.6	—	—
簡便法による逆安定解析*	0	20.7	—	—
抑止杭の変位量からの逆算 (集中荷重)	—	—	7.8	29.9

*: この値は、抑止杭もすべり面強度として考慮している値である。実際の値は、これより低くなる。

標高
(m)

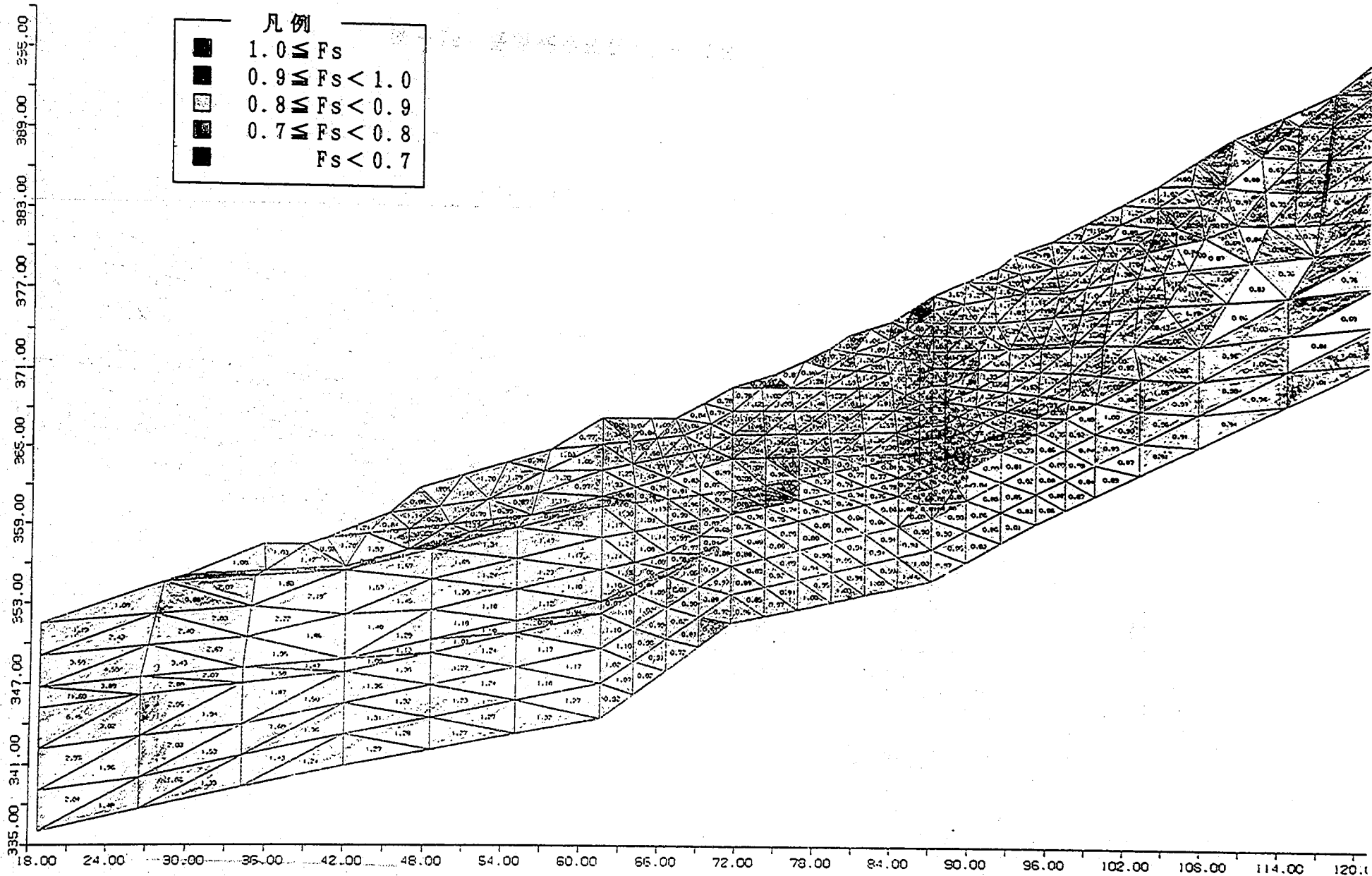


図-14 局所安全率図(ケース1)

標高
(m)

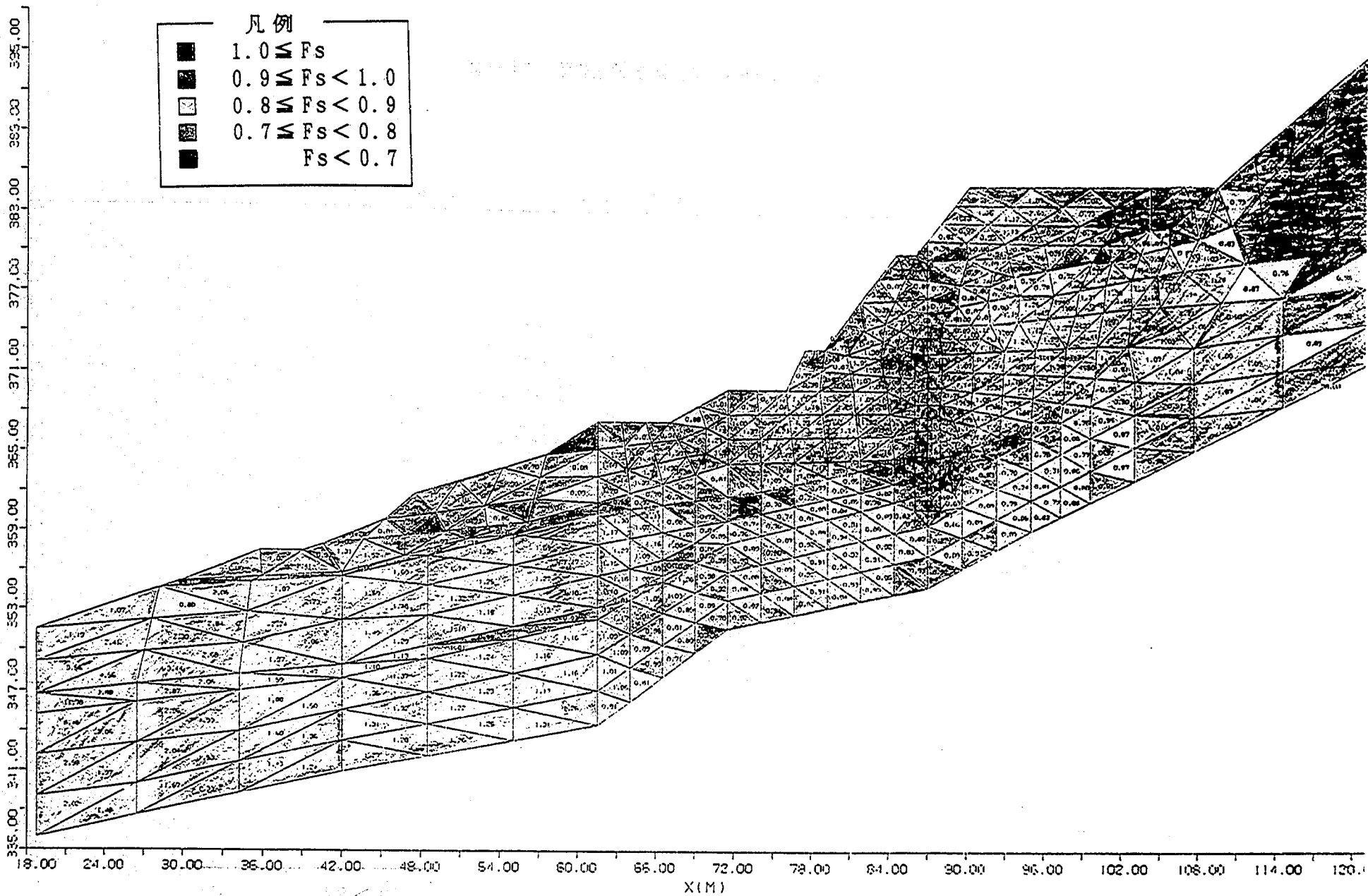


図-15 局所安全率図(ケース3)

標高 (m)

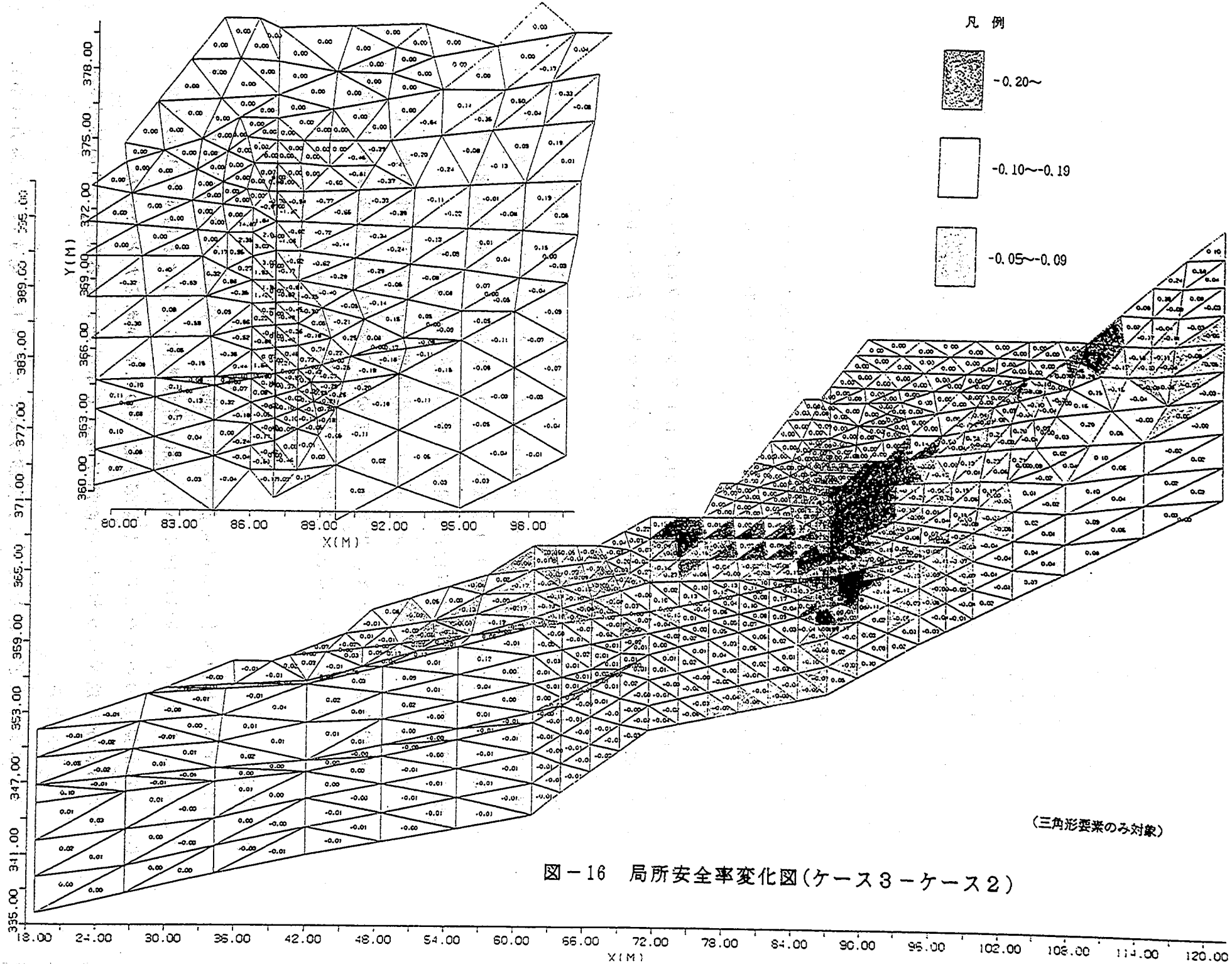


図-16 局所安全率変化図(ケース3-ケース2)

(三角形要素のみ対象)

5. 2. E P S盛土による対策工への影響の検討

本項では、取り付け道路の供用開始のために、深礎杭およびE P S盛土などの地すべり対策工を施工したときの地すべり挙動および橋梁基礎杭、深礎杭、合成杭などに作用する応力について検討を実施した。

表-6を見てわかるように、ケース4では、E P S盛土などの施工により、地すべり安全率は $F_s=1.14$ で1以上となっており、E P S施工後も地すべりが安定であることがわかる。地すべり土塊の滑動力は、ケース3の577.9(tf)に対し約2/3の331.2(tf)になっており、抑止杭自体に作用する応力も、ケース3と比較して少なくなる。

次に、図-17の局所安全率図と図-18の局所安全率変化図を比較して、深礎杭山側での地すべりのはね上がり（新ブロックの発生）の可能性について考察してみる。

まず、図-17の局所安全率図では、E P Sブロックの部分が赤く塗られており危険に思われるが、これは、E P Sブロックを三角形要素に分割しているため、実際の現場では問題がない。

地すべり斜面自体の局所安全率は、ケース3の場合と異なり連続して局所安全率の小さい部分があり、その部分が下部ブロックとして滑動したが、ケース4では、目立たない（図-19参照）。このことから、深礎杭山側の地すべり土塊が別ブロックを作る可能性は非常に低いものと考えられる。

しかしながら、図-20に示すように、法尻部分で局所安全率の低下は、ケース3の場合より大きいので、円弧すべりでの安全率の確認や臨界すべり面解析でのすべり面・安全率の確認を実施しておく必要がある。

6. まとめ

今回、土木研究所所有の有限要素法による地すべり斜面の安定解析プログラム（S S A）を用いて、国道148号小谷道路（蒲原地区）における地すべりの挙動解析および対策工の検討を実施した結果、以下のことが明らかとなった。

- ・ きめ細かな地すべり斜面の観測結果などで本手法による地すべりの挙動を良く再現できた。
- ・ E P S盛土などの軽量盛土工を実施することにより、地すべり滑動力は小さ

FACTOR OF SAFETY

標高 (m)

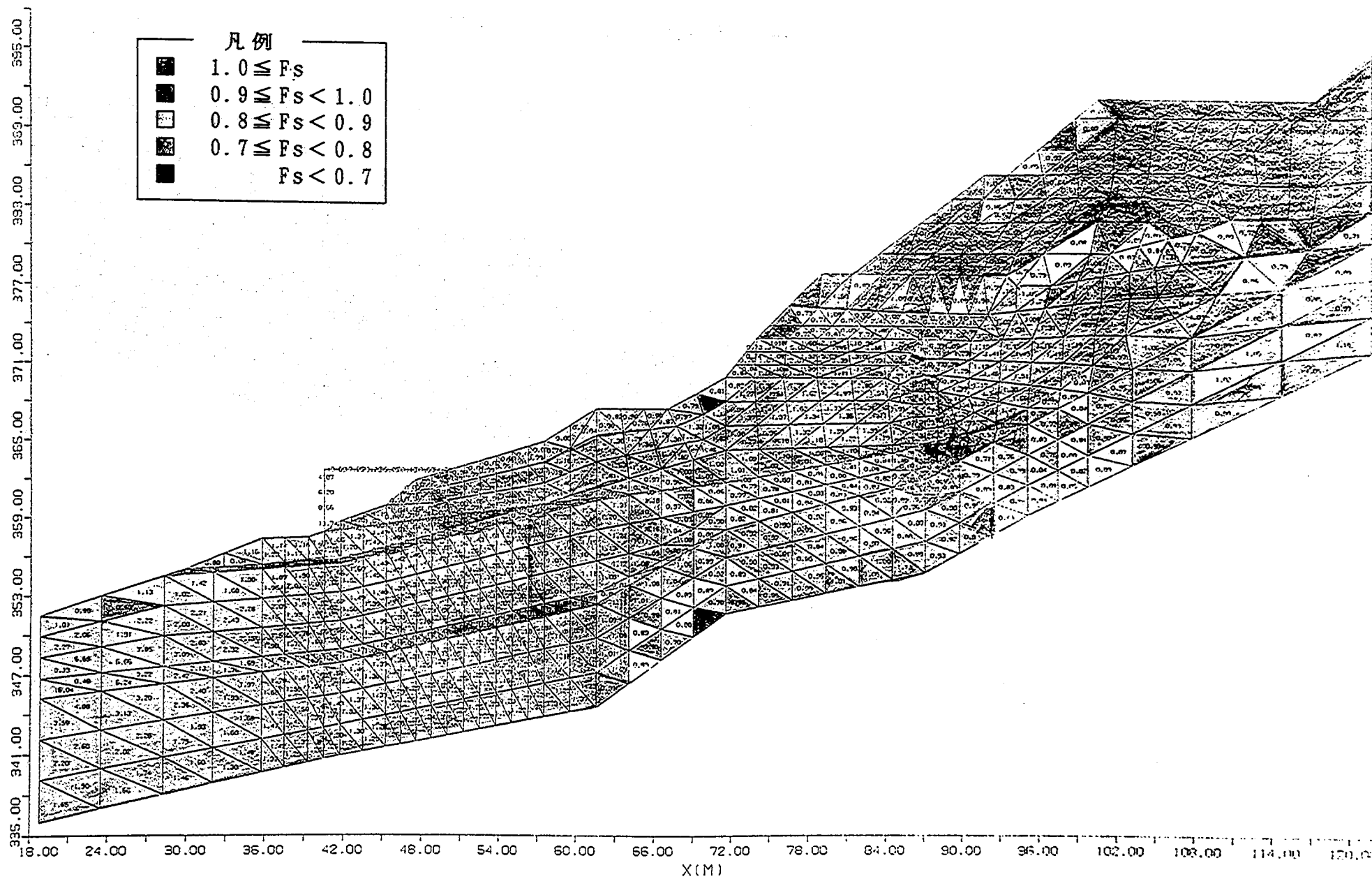


図-17 局所安全率図(ケース4)

凡例

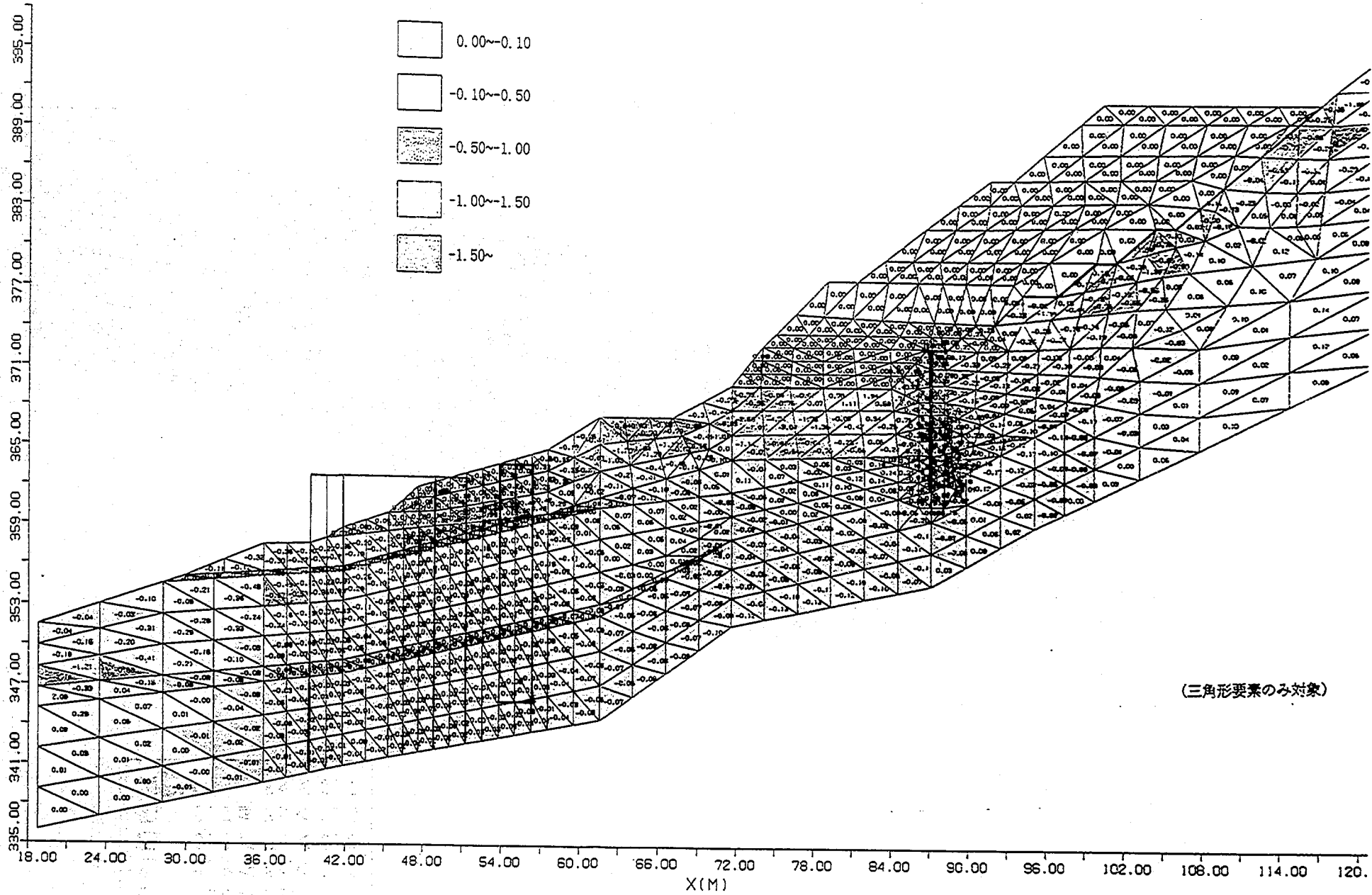
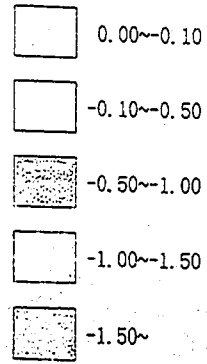
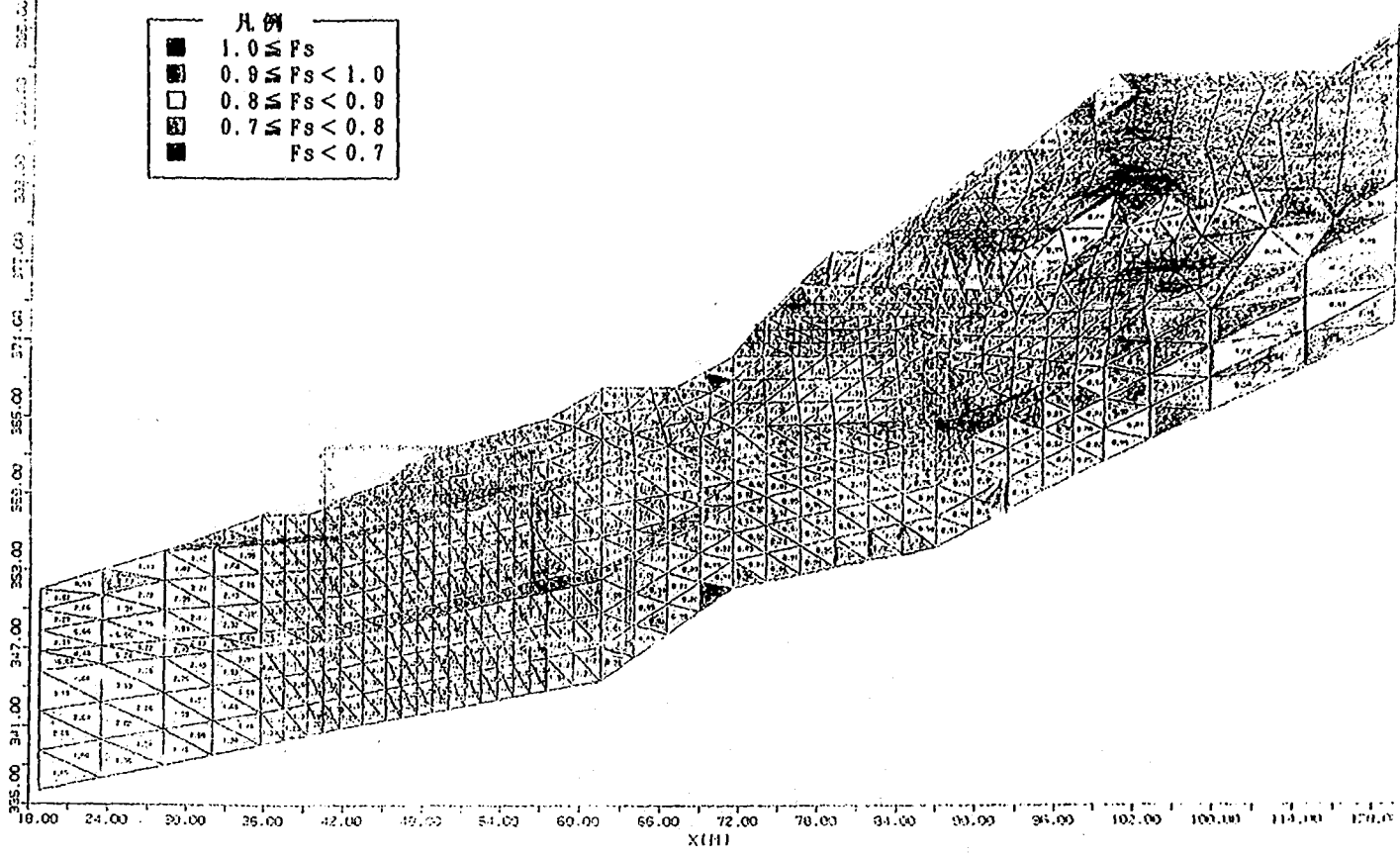


図-18 局所安全率変化図(ケース4-ケース2)

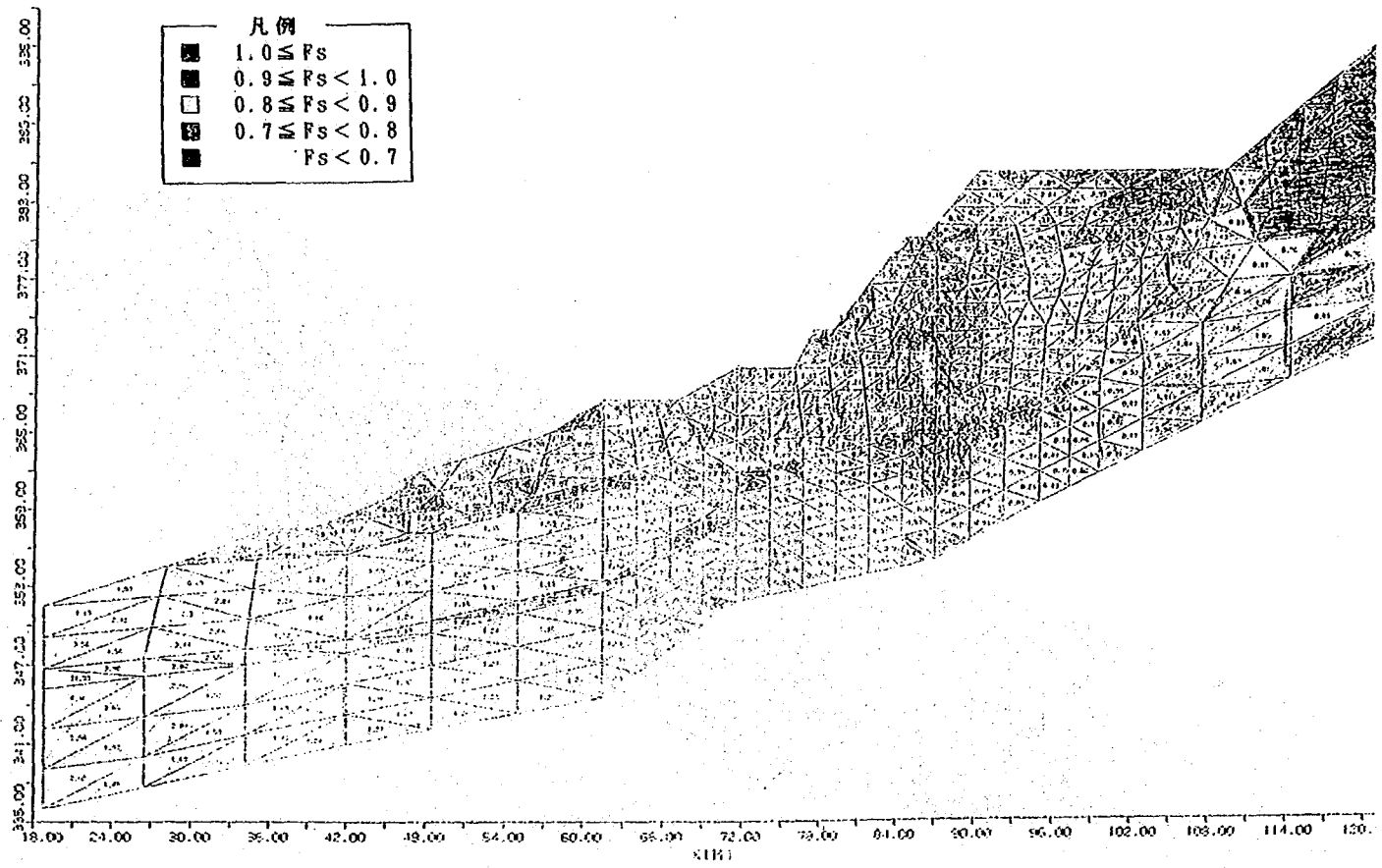
標高 (m)

凡例	
■	$1.0 \leq F_s$
■	$0.9 \leq F_s < 1.0$
□	$0.8 \leq F_s < 0.9$
■	$0.7 \leq F_s < 0.8$
■	$F_s < 0.7$



局所安全率図

凡例	
■	$1.0 \leq F_s$
■	$0.9 \leq F_s < 1.0$
□	$0.8 \leq F_s < 0.9$
■	$0.7 \leq F_s < 0.8$
■	$F_s < 0.7$



局所安全率図

図-19 局所安全率の比較(ケース3, 4)

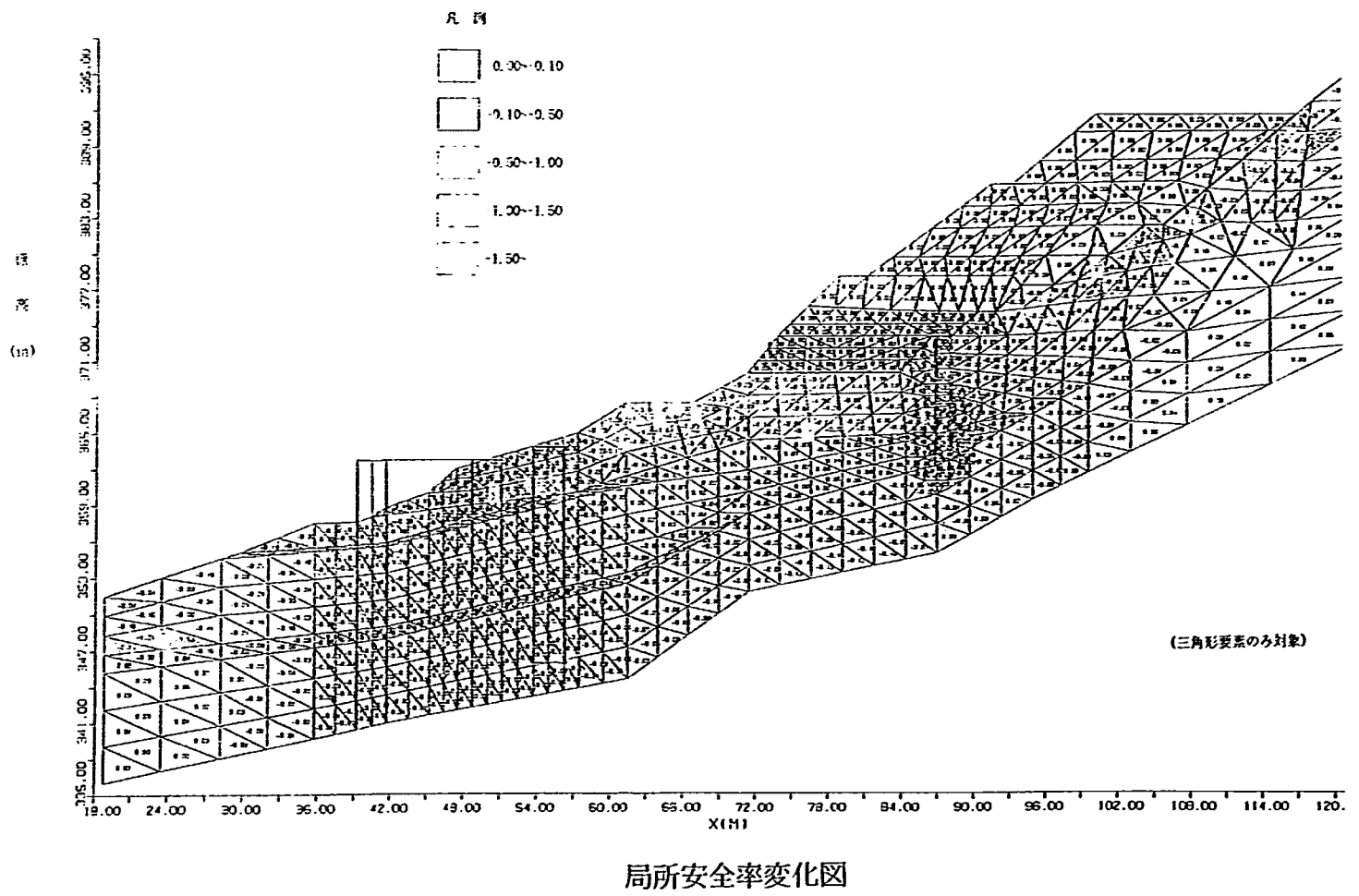
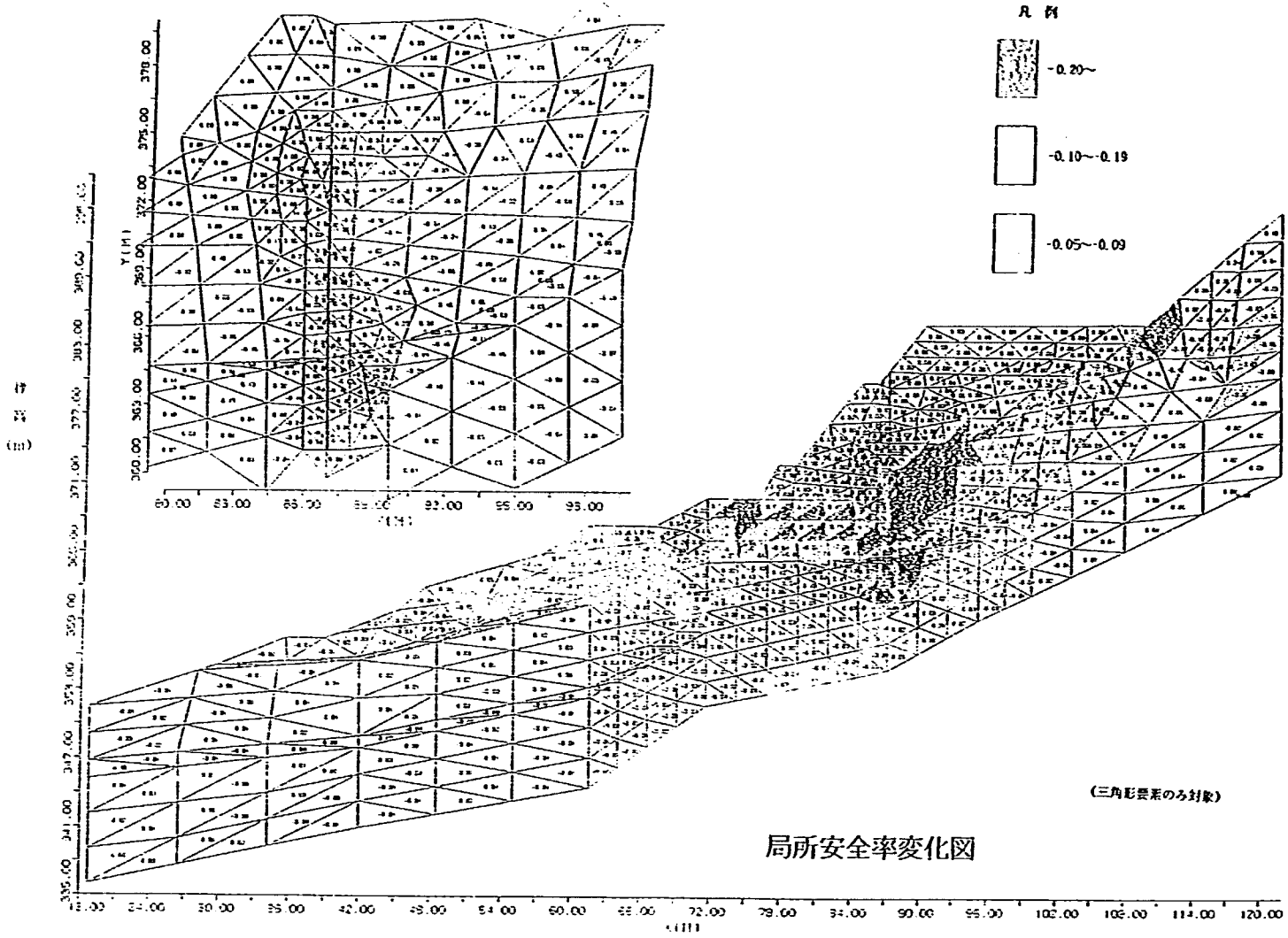


図-20 局所安全率の変化量の比較(ケース3-2, ケース4-2)

くなり、抑止杭に作用する応力も小さくなる。

- ・また、地すべりの安全率は1.0以上となり、地すべり斜面が安定していることがわかった。
- ・地すべりの深礎杭の山側ではね上がりの可能性は局所安全率図を見るとかなり小さいと思われる。しかしながら、安全のため円弧法などを用いて、抑止杭の無い場合の斜面の安定性の確認はしておく必要があるものと思われる。

巻 末 資 料

1. リングせん断試験による土質定数
2. 簡便法による逆安定解析
3. 抑止杭の変位量による抑止杭に作用している応力の逆算
4. 有限要素法について

1. リングせん断試験による土質定数

すべり面粘土試料についてせん断試験を行った場合、ほとんどのものは与えられた変位量の大きさによって図-1. 1に示すようにピーク強度、完全軟化強度、残留強度の3種類の強度レベルを示す。一般の地すべりは、間欠的に遅い速度で長い時間（長い距離）を滑動する。このことから、すべり面の強度は残留強度に近い値となっている場合が多い。

リングせん断試験は、図-1. 2に示すようなドーナツ状の試料に上下方向から応力を加え、回転させて、そのモーメントから土のせん断力を求める試験法である。リングせん断試験では、せん断面の面積が一定で、長いストロークが得られたため、地すべりなどの強度定数である残留強度を求めることに適した試験法であると言える。

今回のリングせん断試験では、すべり面の粘土残留強度を求めるため、供試体をすべり面と同じ層と思われる粘土層より採取した試料をもとに作成した。採集した試料は、乾燥すると板状に剥がれ、一部酸化した薄い砂層を挟んでいた。

この粘土に蒸留水を加えてスラリー状にしたものを 420μ のふるいを透過させて60度の常温炉で試験機にセットし易いように含水比を調整した。これを、試験機にセットし、垂直応力を加え圧密した。

せん断試験は、2試料で行った。一方は、垂直応力 1 kg/cm^2 、 2 kg/cm^2 、 3 kg/cm^2 、 4 kg/cm^2 の4つの垂直応力で他段階载荷により試験を行った。他方は、試験結果のチェックのため、垂直応力 1 kg/cm^2 、 2 kg/cm^2 の垂直応力で他段階载荷により試験を行った。せん断速度は 0.01 mm/min とした。

せん断試験は、一つの垂直応力に関して約7日間行い、変位量 100 mm を与え、変位量 100 mm の時点でのせん断強度を残留強度とした。垂直応力-せん断応力グラフを図-1. 3に示す。これより、最小二乗法を用いて、土質定数 $c_r' = 0.17\text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_r' = 22.6^\circ$ を求めた。図-1. 4には試験結果の変位-せん断強度曲線を示す。

参考文献

BISHOP.A.W, GREEN.G.E, GARGA.V.K, ANDRESEN.A & BROWN.J.D.: A NEW RING SHEAR APPARATUS AND ITS APPLICATION TO THE MEASUREMENT OF RESIDUAL STRENGTH: Geotechnique 21, No.4, P.273-328, 1971

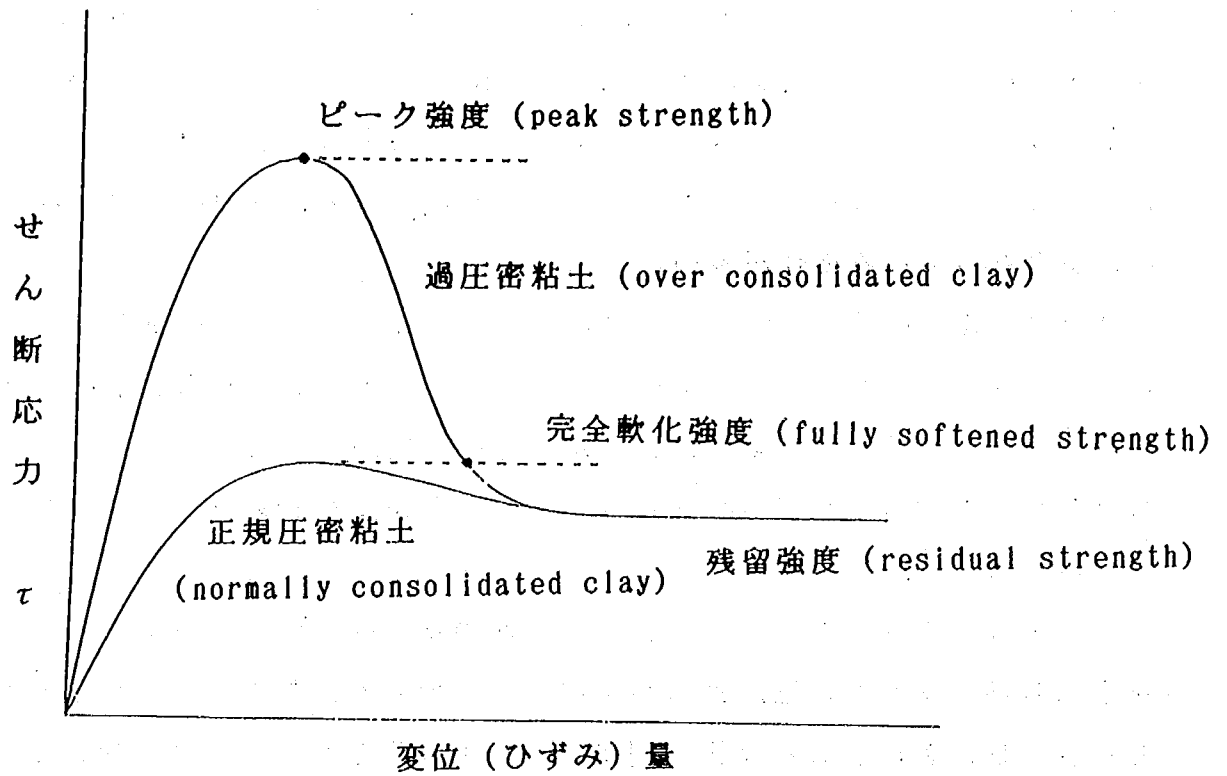


図-1. 1 粘土のせん断特性

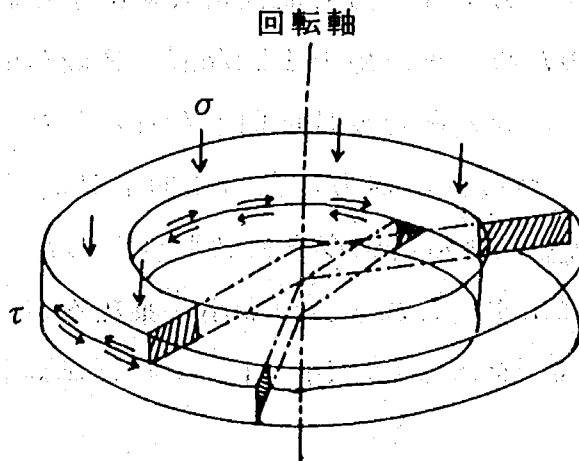


図-1. 2 リングせん断試験の原理

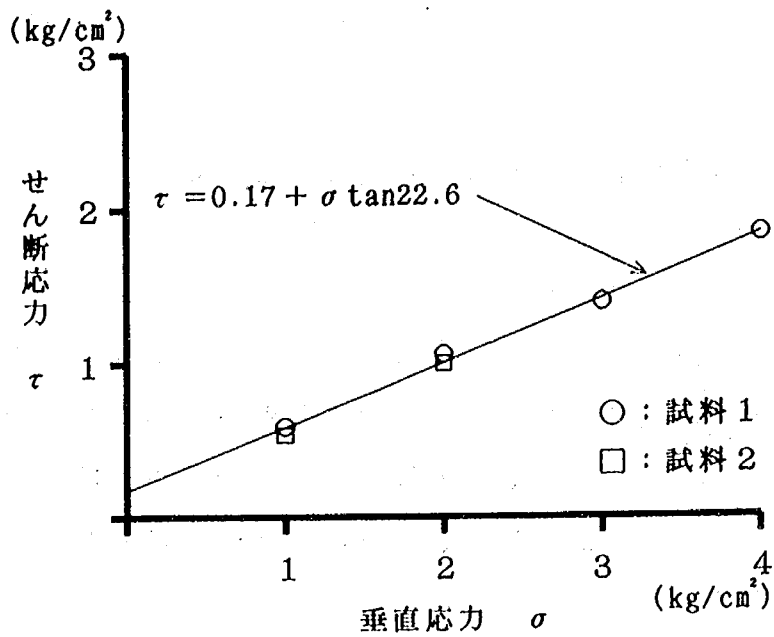


図-1.3 リングせん断試験結果 垂直応力-せん断応力図

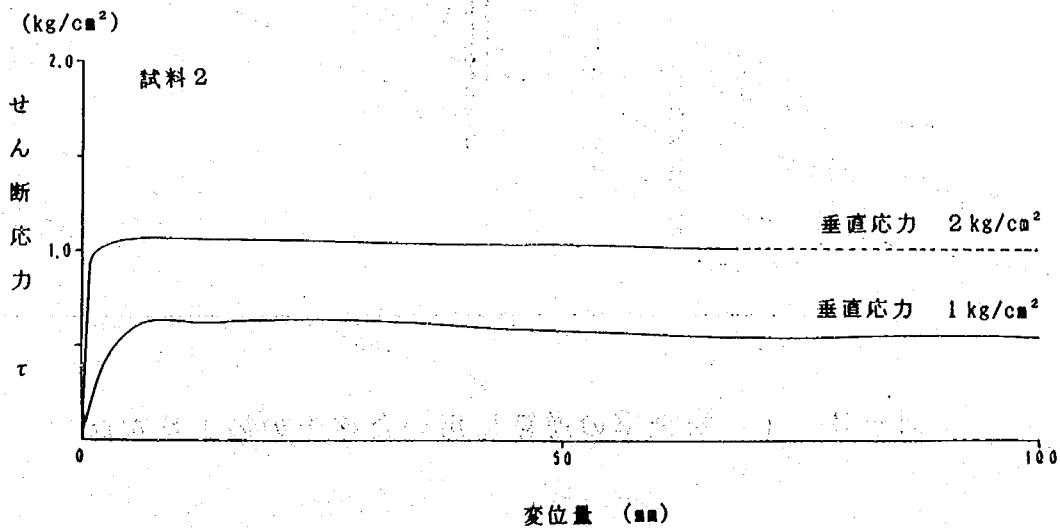
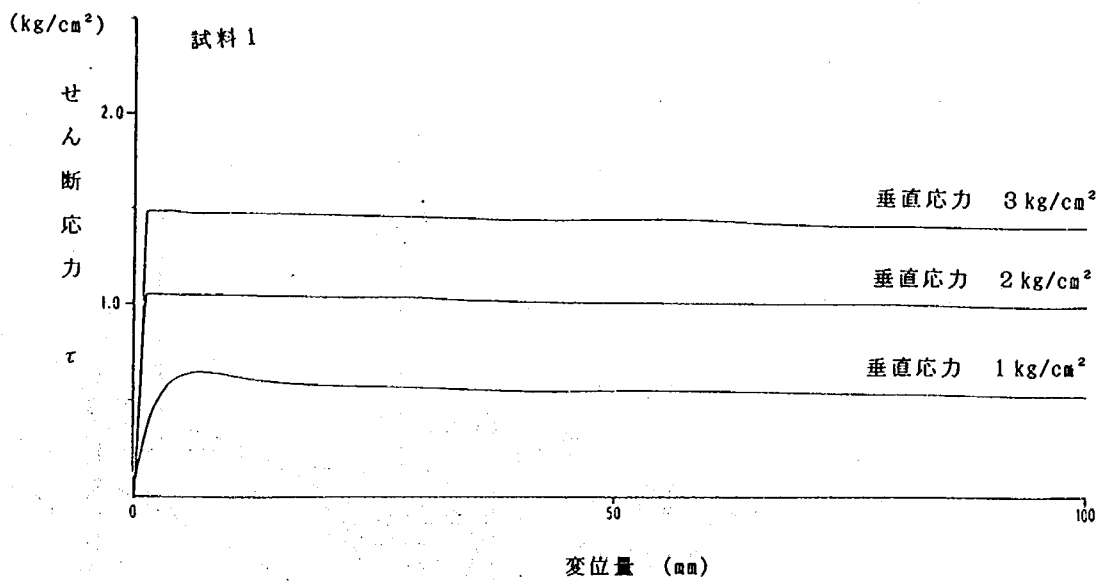


図-1.4 リングせん断試験結果 変位-せん断応力図

2. 簡便法による逆安定解析

すべり面の土質定数を推定する方法のひとつとして、地すべり土塊の安全率 (Fs) を定め、簡便法により土質定数を決定する方法がある。この方法を用いて、すべり面定数の推定を行った。

安定解析を行った断面を図-2. 1に示す。本地区では、地すべり地内に地すべり対策用の合成杭が設置してある。このことから、地すべりが移動し始めた盛土高377mの時点を実験として逆算した。この時点では、合成杭は変位を開始した瞬間であり、この瞬間には、合成杭は地すべりに対して何の影響も与えてなかった仮定できる。

また、逆算に当たり粘着力 c を定める必要があるが、今回は、粘着力 $0, 0.8, 1.2, 1.5(\text{tf}/\text{m}^2)$ で計算を行った。計算結果を表-2. 1に示す。

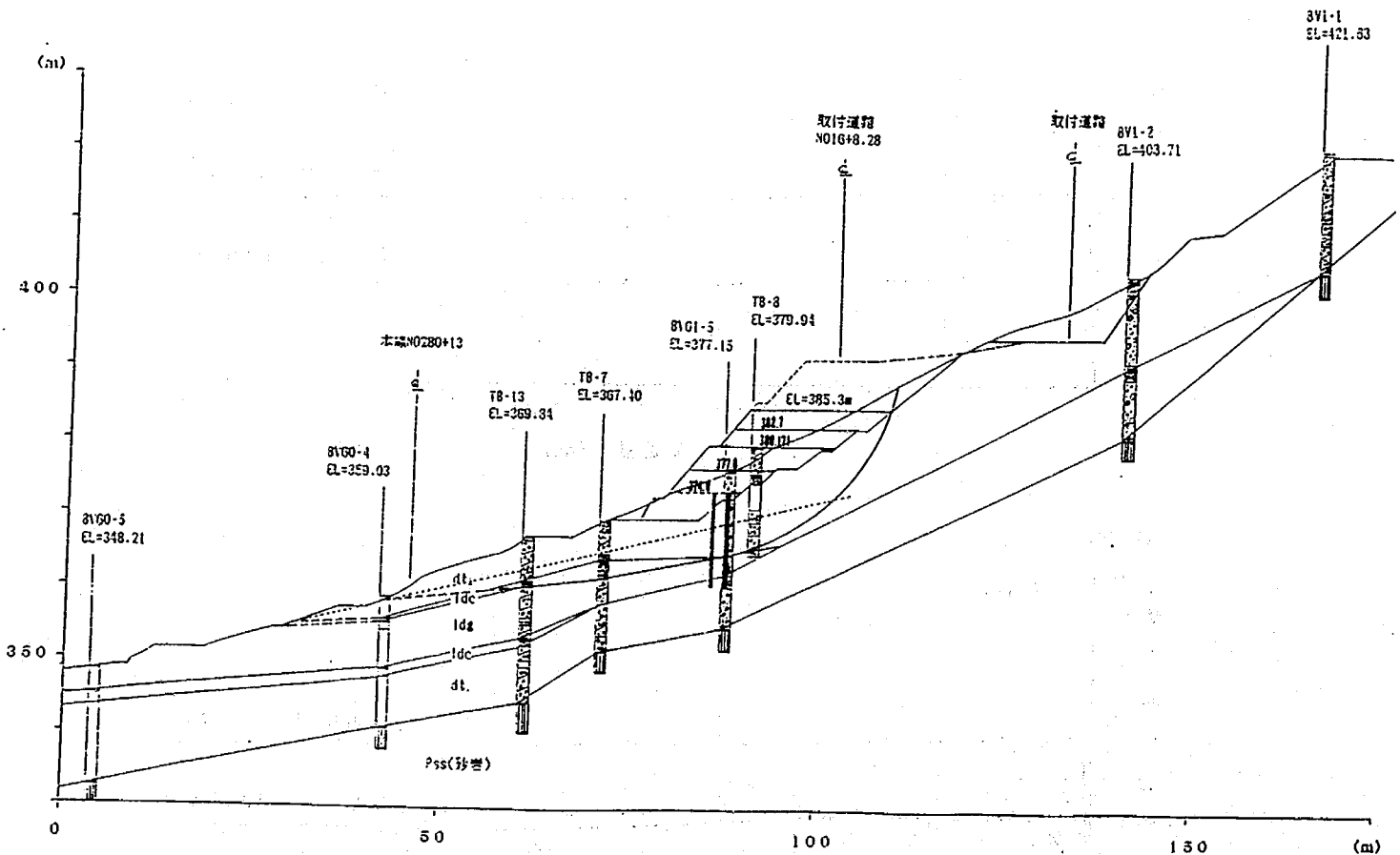


図-2. 1 安全率の逆算に用いた盛土の施工状況図

表-2. 1 移動開始時点（盛土高377m）を基準とした土の強度-安全率表

粘着力 (tf/m^2)	0.0	0.8	1.2	1.5
内部摩擦角 ($^{\circ}$)	20.7	16.1	13.8	12.0
原地形(地下水無し)	1.041	0.990	0.969	0.951
盛土(EL.=377.0m)	0.998	0.996	0.999	0.999
盛土中断時(EL.=383.5m)	0.916	0.855	0.829	0.808

この表の内、盛土中断時の安全率 $<1.0<$ 原地形の安全率が最適な土質定数の組み合わせとなる。

このことから、粘着力 $c=0.0(tf/m^2)$ 、内部摩擦角 $\phi=20.7(^{\circ})$ の土質定数が最も適当な土質定数であると考えられる。

3. 抑止杭の変位量による抑止杭に作用している応力の逆算

合成杭の変位状況から、合成杭を片持梁と考えた場合の合成杭に作用している応力・荷重を等分布荷重、集中荷重が作用した場合について求める。

合成杭に作用する地すべり推力を等分布荷重と考えた場合、片持梁（合成杭）の変位は次式で表される。

$$y = q l^4 (6 \varepsilon^2 - 4 \varepsilon^3 + \varepsilon^4) / 24 E I$$

$$\text{ここに } \varepsilon = x / l$$

y : x 地点での変位量 (m)

l : 梁の長さ (m)

q : 梁に作用する等分布荷重 (tf/m)

E : 杭の弾性係数 = 2.1×10^7 (tf/m²)

I : 合成杭の断面二次モーメント = 1.653×10^{-3} (m⁴)

ただし、コンクリートは考慮しない

$$M_{\max} = q l^2 / 2$$

M_{max} : 最大曲げモーメント

また、集中荷重が梁の1/3の高さに作用した場合についての変位は、次式で表される。

$$y = P (3 a x^2 - x^3) / 6 E I \quad (0 \leq x \leq a)$$

$$y = P (3 a^2 x - a^3) / 6 E I \quad (a \leq x)$$

P : 集中荷重 (tf)

a : 集中荷重の作用位置 (m)

$$M_{\max} = - P a$$

今、これらの式を用いてTB-21の設置された合成杭について検討を行う。TB-21の杭頭(-0.5m地点)の変位量は、孔内傾斜計の観測結果から21mm(H3.12.25)である。また、杭の変位量が-から+へ変化する地点は、-11.5m地点である。このことから、長さ11.5mの片持梁として計算を行った(杭頭位置11m)。また、杭が受け持っている地すべり推力は、計算される力が杭に対して水平方向の分力なので、杭付近のすべり面傾斜角(11°)の余弦で割った値から求めた。

計算結果を表-3.1に示す。また、計算による杭の変位状況を図-3.1に示す。

表-3.1 合成杭を片持梁としたときの計算結果

	杭に作用する 最大曲げモーメント (t・fm)	杭が受け持っている 地すべり推力 (tf/m)
等分布荷重の場合	-55.9	4.5
集中荷重の場合	-29.9	7.8

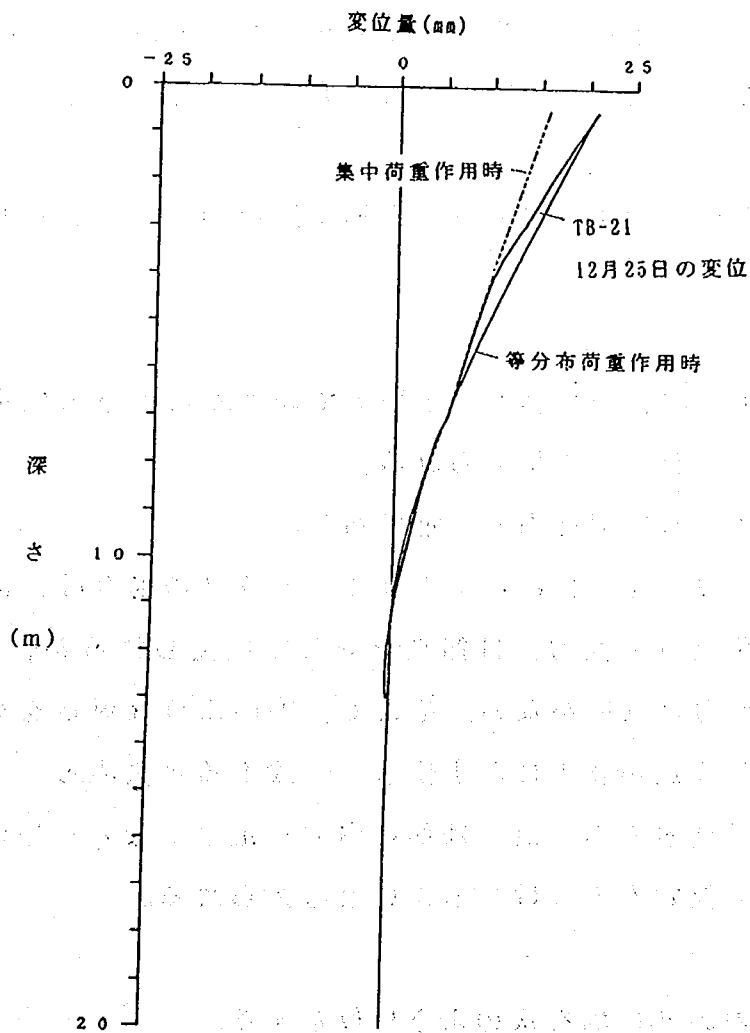


図-3.1 計算で求めたTB-21の合成杭の変位状況図

4. 有限要素法について

有限要素法は、物質を有限の要素で表してとく方法である。すなわち、図-4.1に示すようにある物質を有限の要素で表し、その個々の要素に成り立つ関係式をとくことによりその物質の状況（応力、ひずみなど）を近似的に求める物である。

4. 1. 剛性マトリックスの誘導

ここでは、有限要素法の基本と言える、剛性マトリックス（個々の要素に成り立つ関係式）の誘導・作成について、2次元弾性三角形²を説明する。すなわち、弾性論あるいは塑性、粘弾性論に基づき、各種の有限要素に応じた力の釣り合い方程式の、数値離散化に関する定式化を行い有限要素の剛性行列（力Pと変位uとの結びつきを表すバネ定数 $K = P / u$ の様なもの）を作成する方法である。

図-4.1に剛性マトリックスを導く過程のフローを示し、それぞれの段階について説明する。

1) 仮定

有限要素法では、連続体を有限要素で表すため以下の仮定がもうけられる

① 荷重は節点を介して伝えられる。

② 応力・ひずみは部材内で一定である。

すなわち、図-4.2に示すように、トラスの場合は、節点により連結されているから荷重（表面力）は節点を介して伝えられるが、連続体の場合には、表面力即節点力とはいかない。そこで、①のような仮定をもうけ表面力が要素になす仕事と接点²が要素になす仕事と一致すると決める。

また、応力-ひずみも一般には部材内で一定とはならないが、要素分割を細かくすれば②の仮定をもうけてもよいと考えられる。

2) 変位関数

三角形要素内の変位場を次のように仮定する。

$$U = a_1 + a_2 x + a_3 y \dots\dots\dots ①$$

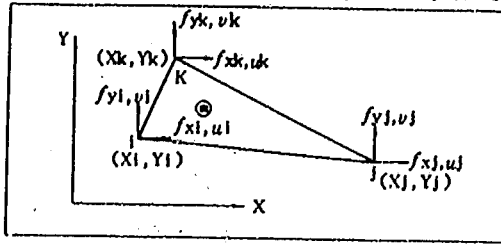
$$V = a_4 + a_5 x + a_6 y$$

ここに、 U : X方向の変位

V : Y方向の変位

この式を変位関数という、単に変位場をこのように仮定したと言うだけで特

F. E. M. 2次元弾性三角形要素は、以下の手順で誘導される。



- (1) 仮定
 荷重は節点を介して伝えられる
 応力-ひずみは要素内で一定

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 X + \alpha_3 Y \\ v &= \alpha_4 + \alpha_5 X + \alpha_6 Y \end{aligned}$$

- (2) 要素内変位場の仮定
 (変位関数)
 u : 要素内X方向変位
 v : " " " "

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{\delta_{\oplus}\}$$

- (3) 変位-節点変位の関係式
 $[N]$ 形状関数
 $\{\delta_{\oplus}\}$ 節点変位
 $\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$ 要素内変位

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} \\ \{\epsilon\} &= [B] \{\delta_{\oplus}\} \end{aligned}$$

- (4) 節点変位-ひずみ関係式
 $[B]$ 変位-ひずみMatrix

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} &= [D] \{\epsilon\} \\ \{\sigma\} &= [D][B] \{\delta_{\oplus}\} \end{aligned}$$

- (5) 応力-ひずみ関係式より、
 応力-節点変位関係式を得る
 $[D]$ 応力-ひずみMatrix

$$\begin{aligned} \int (\delta^*)^T \{P\} dS &= \int (\epsilon^*)^T \{\sigma\} dV \quad (\text{仮想仕事の原理}) \\ (\delta_{\oplus}^*)^T \{f_{\oplus}\} &= (\delta_{\oplus}^*)^T \int [B]^T [D] [B] dV \{\delta_{\oplus}\} \end{aligned}$$

- (6) 仮想仕事の原理より、つりあ
 い方程式の定式化
 $\{\delta^*\}$ 仮想変位
 $\{\epsilon^*\}$ " によるひずみ
 $\{f_{\oplus}\}$ 等価節点力

$$\begin{aligned} \{f_{\oplus}\} &= [K_{\oplus}] \{\delta_{\oplus}\} \\ \text{ただし } [K_{\oplus}] &= \int [B]^T [D] [B] dV \end{aligned}$$

- (7) 剛性マトリックスの誘導
 $[K_{\oplus}]$ 要素剛性マトリックス

図-4. 1 剛性マトリックスの誘導

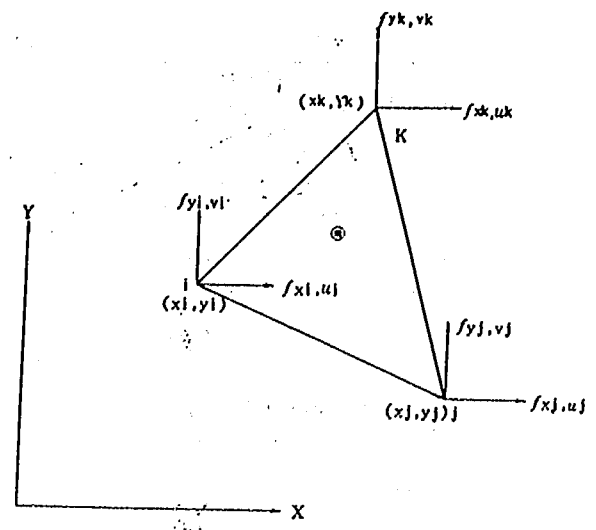
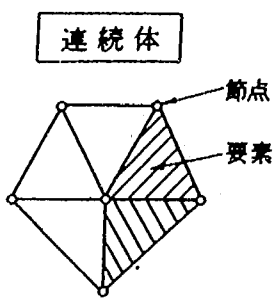
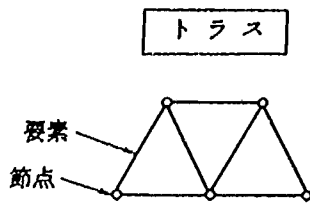


図-4. 2 有限要素法での仮定

図-4. 3 三角形要素

に意味はない。

1つの要素を図-4. 3のような記号とすると、
変位関係は次のように表される。

$$\left\{ \begin{aligned} U_i &= \alpha_1 + \alpha_2 X_i + \alpha_3 Y_i \\ V_i &= \alpha_4 + \alpha_5 X_i + \alpha_6 Y_i \\ U_j &= \alpha_1 + \alpha_2 X_j + \alpha_3 Y_j \\ V_j &= \alpha_4 + \alpha_5 X_j + \alpha_6 Y_j \quad \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ U_k &= \alpha_1 + \alpha_2 X_k + \alpha_3 Y_k \\ V_k &= \alpha_4 + \alpha_5 X_k + \alpha_6 Y_k \end{aligned} \right.$$

これをとくと、 $\alpha_1 \sim \alpha_6$ まで求められる。これを①式に代入すると変位-接点変位関係が求められる。

3) 変位-接点変位関係

①式に②式を代入すると 下記のような変位-接点変位関係式が求められる。

$$\left\{ \begin{aligned} u &= \frac{1}{2\Delta} \{ (a_i + b_i x + c_i y) u_i + (a_j + b_j x + c_j y) u_j \\ &\quad + (a_k + b_k x + c_k y) u_k \} \\ v &= \frac{1}{2\Delta} \{ (a_i + b_i x + c_i y) v_i + (a_j + b_j x + c_j y) v_j \\ &\quad + (a_k + b_k x + c_k y) v_k \} \end{aligned} \right. \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

これを変位-ひずみマトリックス [B] という。これを簡単に表示すると
 $\{\varepsilon\} = [B] \{\delta\}$
 である。

5) 応力-ひずみ関係

フックの法則が成り立つ場合、応力-ひずみ関係は

$$\sigma = E \varepsilon$$

E : ヤング率

で表される。また、一様断面の棒が軸方向に引っ張られて、 ε のひずみを生じるときは、これと直角方向に ε' なるひずみが生じ、

$$\varepsilon' = -\nu \varepsilon = -\nu \sigma / E$$

ν : ポアソン比

なる関係が成立する。

図-4. 4 に示すように X 方向に引っ張りを生じた場合、下式が成立する。

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \sigma_x$$

$$\varepsilon_y = -\nu \varepsilon_x = -\frac{\nu}{E} \sigma_x$$

$$\varepsilon_z = -\nu \varepsilon_x = -\frac{\nu}{E} \sigma_x$$

これは、X 方向だけについて力を作用させて求められた場合であり、一般的な X, Y, Z 方向に同時に力が作用する場合は、これらを重ね合わせるにより求められる。

したがって、

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \{ \sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z) \}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \}$$

である。

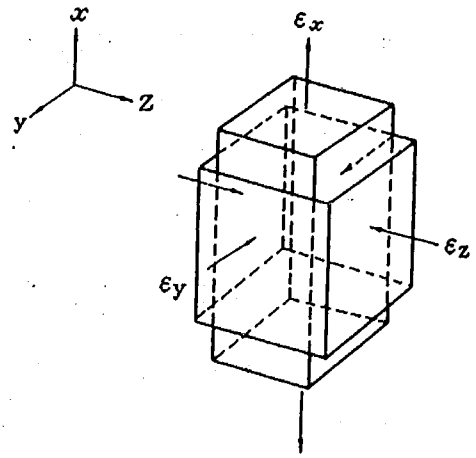


図-4. 4 柱状要素の応力-ひずみ関係

また、せん断力とせん断ひずみの間には

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2(1+\nu)} \gamma_{xy}$$

$$\tau_{yz} = \frac{1}{2(1+\nu)} \gamma_{yz}$$

$$\tau_{zx} = \frac{1}{2(1+\nu)} \gamma_{zx}$$

γ_{xy} , γ_{yz} , γ_{zx} : せん断刚性係数

の関係が成立する。これらを σ_x , σ_y …… τ_{zx} について解くと

$$\sigma_x = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ \varepsilon_x + \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_y + \varepsilon_z) \right\}$$

$$\sigma_y = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ \varepsilon_y + \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_x + \varepsilon_z) \right\}$$

$$\sigma_z = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ \varepsilon_z + \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \right\}$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2(1+\nu)} \gamma_{xy}$$

$$\tau_{yz} = \frac{1}{2(1+\nu)} \gamma_{yz}$$

$$\tau_{zx} = \frac{1}{2(1+\nu)} \gamma_{zx}$$

が得られ、これをマトリックス表示すると

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{1-\nu} & 1 & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix}$$

{ σ }

[D]

{ ε }

となる。これを簡単に示すと

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \dots\dots\dots \textcircled{4}$$

であり、[D] を応力-ひずみマトリックスという。

(1) 平面応力問題

非常に薄い平板が面内荷重をうける場合や物体の自由表面近傍などでは、応力の Z 方向成分 σ_z , τ_{yz} , τ_{zx} はすべて 0 となる。したがって、④のマトリックスは

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\}$$

$$\varepsilon_z = -\frac{1}{E} (\sigma_x + \sigma_y)$$

$$\sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$$

$$\gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$$

$$t = (1 + \varepsilon_z) t_0$$

となる。

(2) 平面ひずみ問題

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\}$$

$$\sigma_z = \nu (\sigma_x + \sigma_y)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$$

$$\varepsilon_z = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$$

$$t = t_0$$

となる。

以上のように

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\}$$

であり

$$\{\sigma\} = [D] [B] \{\delta\}$$

と示される。

6) 仮想仕事の原理

以上、解析に必要なのは、節点変位であることがわかる。これを算出するのに仮想仕事の原理を採用する。

仮想仕事の原理とは、次のように述べられる。

「一つの質点がこれに働くいくつかの力の作用の下で釣り合い状態にあるとき、この質点に任意の微小な仮想変位を与えても、質点にはたらいっているすべての力がこの仮想変位によってなす仕事の総和は0である。」

弾性変形をしている物体の各点が釣り合い状態にあると仮定するとこれらは次のように表される。

$$\text{表面力 (外力) + 体積力 + 内力} = 0 \dots\dots\dots \text{⑤}$$

これに、任意の微小な仮想変位 $\delta_u, \delta_v, \delta_w$ を考慮すると

$$\begin{aligned} & \int \int (P_x \delta_u + P_y \delta_v + P_z \delta_w) dS \\ & + \int \int \int (F_x \delta_u + F_y \delta_v + F_z \delta_w) dx dy dz \\ & - \int \int \int (\sigma_x \delta \varepsilon_x + \sigma_y \delta \varepsilon_y + \sigma_z \delta \varepsilon_z + \tau_{yz} \delta \gamma_{yz} + \tau_{zx} \delta \gamma_{zx}) dx dy dz \\ & = 0 \dots\dots\dots \text{⑥} \end{aligned}$$

のように表される。左辺第1, 2, 3項は、⑤式の表面力, 体積力, 内力に対応する。

これをベクトルで表せば、次のように表される。

$$\int \{\delta^*\}^T \{P\} dS + \int \{\delta^*\}^T \{F\} dV - \int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = 0 \dots\dots\dots \text{⑦}$$

7) 剛性マトリックス

⑦式の仮想仕事の原理の内、体積力を考慮しない場合に簡素化すると⑦式は、

$$\int \{\delta^*\}^T \{P\} dS = \int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = 0 \dots\dots\dots \text{⑧}$$

となる。節点力ベクトル及び節点変位を $\{f\}_e, \{\delta\}_e$ とする。節点力のなす仕事 $\{\delta\}_e^T \{f\}_e$ が表面力 $\{P\} dS$ のなす仕事 $\int \{\delta\}^T \{P\} dS$ に等しくなるように節点力を定義するのである。

したがって、⑧式左辺は、

$$\int \{\delta^*\}^T \{P\} dS = \{\delta^*\}_e^T \{f\}$$

となる。ここに $\{\delta^*\}_e$ は仮想節点変位ベクトルである。

また、要素の大きさが小さいと、⑧式の積分は

$$\int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = V \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} \dots \dots \dots \textcircled{9}$$

と書ける。ここに、 V は、3角形要素の体積であり、

$$V = t \Delta \dots \dots \dots \textcircled{10}$$

(t : 要素の板厚、 Δ : 三角形の面積)

である。

以上のことから、仮想仕事の原理は、

$$\{\delta\}_e^T \{f\}_e = t \Delta \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\}$$

と書くことができる。これに、先に誘導した節点変位-ひずみ関係、応力-ひ

ずみ関係の下式を代入する。 $\{\varepsilon\} = [B] \{\delta\}_e$, $\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} = [D][B] \{\delta\}_e \dots \dots \dots \textcircled{7}$

また、仮想節点変位 $\{\delta^*\}_e$ に対するひずみ $\{\varepsilon^*\}$ は、

$$\{\varepsilon^*\} = [B] \{\delta^*\}_e$$

であるから

$$\begin{aligned} \{\delta^*\}_e^T \{f\}_e &= t \Delta \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} \\ &= t \Delta ([B] \{\delta^*\}_e)^T [D] [B] \{\delta\}_e \\ &= \{\delta^*\}_e^T (t \Delta [B]^T [D] [B] \{\delta\}_e) \end{aligned}$$

よって

$$\{f\}_e = t \Delta [B]^T [D] [B] \{\delta\}_e$$

が得られる。

上式から、剛性マトリックス $[K]_e$

$$[K]_e = t \Delta [B]^T [D] [B]$$

となる。

引用文献

地すべり斜面安定問題の数値解析手法に関する文献調査要約集：日本道路公団
大阪建設局，昭和58年3月

有限要素法による地すべり
斜面の安定性の検討
国道148号小谷道路(蒲原地
区)について

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3358号
平成7年3月(1995)

新潟試験所 所 長 秦 耕二
主任研究員 白石一夫
急傾斜地崩壊研究室 研 究 員 小嶋伸一

要 旨

本報告書は、長野国道工事事務所の依頼により、有限要素法を用い地すべりの動態を再現するとともに地すべり対策工として実施された各種対策工の挙動を再現し、検討を行ったものである。

キーワード：地すべり、数値解析、有限要素法、地すべり対策工

郵便はがき

9 4 4 - □ □

五十円切手を
はって下さい

新潟県新井市錦町二ノ六ノ八

建設省土木研究所
新潟試験所 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名 _____

配布先住所 _____

土木研究所資料第3358号 部

上記のとおり受領しました。

所属(住所)

氏名

印