

土 木 研 究 所 資 料

地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討
— 国道52号線芝川町地区の斜面の解析 —

昭和56年3月

建設省土木研究所
地震防災部 振動研究室

Copyright ©1980 fiscal year by P.W.R.I

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

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

ま え が き

変化に富む地形・地盤条件を有する我が国においては、山間部を通る道路延長が長く、このような箇所における地震発生時の被害を予測し、適切な対応策を講じるためには、沿道斜面の地震応答特性ならびにこれに基づいた安定性の検討が重要である。斜面のすべりに対する安定解析には従来より静的なすべり面法が適用されているが、斜面の地震応答は地形の影響および地盤条件の影響を受けており、安定解析に際してはこれらの影響を正しく考慮して解析を行うことが必要である。

本報告は、静岡県庵原郡芝川町の国道 52 号線沿いの斜面を取り上げ、数値解析による地震応答解析法により、斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行うとともに、すべり面法による安定性の解析結果との比較を行った結果をとりまとめたものである。

なお、本調査は、昭和 55 年度の地方建設局依頼調査（中部地方建設局・地震時の斜面崩壊に対する安定性調査）として、土木研究所において実施したものであり、実施に際しては本省道路局道路防災対策室、中部地方建設局道路部、及び静岡国道工事事務所の多大な御協力をいただいた。

昭和 56 年 3 月

地震防災部振動研究室	室 長	岩 崎 敏 男
	主任研究員	川 島 一 彦
		高 木 義 和
		相 沢 興

目 次

ま え が き

1. 解析対象とする斜面	1
1.1 解析斜面の概要	1
1.2 地盤条件	2
1.3 斜面のモデル化	2
2. 採取試料に基づく土の動的特性実験	13
2.1 物理試験、三軸圧縮試験	13
2.2 動の変形特性および減衰特性	14
2.3 動的強度特性	14
3. 地震応答解析の手法	21
4. 入力地震動	24
5. 地震応答解析結果	27
5.1 応答加速度の分布	27
5.2 最大せん断ひずみおよび最大せん断応力の分布	28
5.3 すべり係数の分布	29
6. すべり面法による安定性の検討	43
6.1 すべり面法による安定解析手法の概要	43
6.2 安定性の検討	44
7. 結 論	48
参 考 文 献	49

1. 解析対象とする斜面

1.1 解析斜面の概要

解析の対象としたのは図1-1に示すように静岡県庵原郡芝川町に位置する国道52号線沿いの斜面（18k 475m地点）である。対象斜面周辺は標高300～400mの山地より成り、山体を浸蝕した樹脂状の沢が南北及び東西方向に発達している。山系は南北～北東・南西方面の稜線が卓越しており、国道52号が山体の主稜線とほぼ平行に走っているため、山腹の等高線が道路とほぼ平行している。また、対象斜面は南西向きであり、40度程度の急傾斜となっている。

周辺の地質状況は、第三紀の富士川層群に属する主として砂岩及び泥岩の互層（単層の厚さ数10cm～数m）より構成されている。ただし、細礫～小礫岩も挟在している。また、付近の露頭を観察すると、山腹の地層は砂岩が卓越しており、泥岩は数cm～数十cm程度の厚さであった。さらに、地層の走行及び傾斜はN50～60°E、35～40°NWであり、山腹斜面に対して逆傾斜となっている。写真1-1および1-2は解析斜面の状況を示したものである。

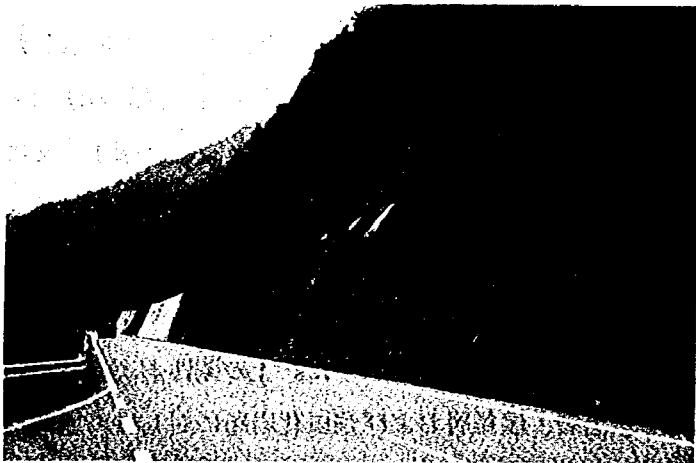


写真1-1 解析対象斜面
（甲府方面から解析斜面を撮影）

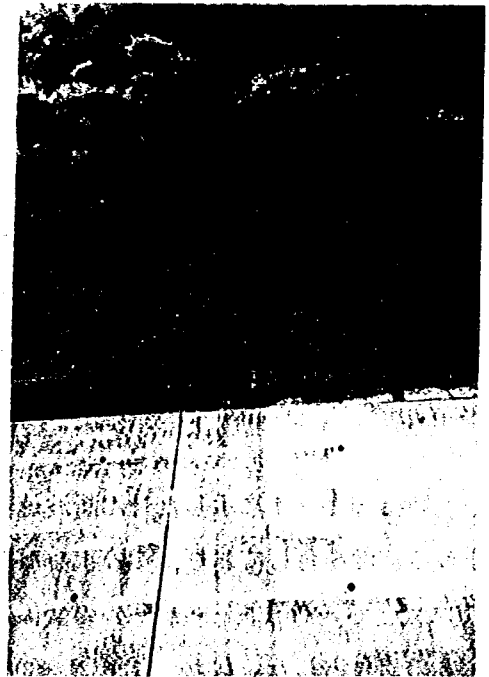


写真1-2 コンクリート擁壁

なお、解析対象地点では、昭和45年度の改良工事により、図1-2に示すように道路上の山腹斜面を切り取り、路面の拡幅が行われている。したがって、ここでは拡張後の現道の耐震性ととも、路面の拡張が斜面の地震応答に及ぼす影響も検討することとし、表1-1に示す3ケースの場合を解析することとした。

表 1-1 解析対象断面

断 面	斜 面 形 状
断面-1	路面拡幅後の現道
断面-2	路面拡幅前の断面
断面-3	現道と同じ幅員で、斜面の法勾配のみを 現道拡幅前の法勾配と一致させた断面

1.2 地盤条件

解析地点では斜面に沿って図1-3に示すように6本のボーリング、およびブロックサンプリングとこれらを用いた不攪乱試料の採取が実施されている。斜面の縦断面図およびボーリング調査結果は図1-4に示す通りである。いずれのボーリング位置でも表土、崖錐層の厚さは3m程度であり、この下は、砂岩、礫岩、泥岩の互層となっている。基岩のせん断波速度は0.4~1.3 km/sec程度であり、斜面から30m程度の深さの範囲では、ボーリング位置ごとにより変動している。地盤の構成はおおむね斜面の勾配に沿って変化しているが、国道の上部の表土、崖錐層と国道の下部の表土、崖錐層を比較すると、後者的方が草根が多量に混入し、脆くなっている。ただし、両者の粒度組成には基本的な違いはない。

1.3 斜面のモデル化

図1-4に示したPS検層および弾性波探査試験結果に基づいて対象斜面(断面-1)を図1-5に示すようにモデル化した。図中の①および②層が表土、崖錐層に対応している。また、表1-1に示した断面-2(現道拡幅以前の断面)および断面-3(現道と同じ幅員で、法勾配のみを現道拡幅前の法勾配と一致させた断面)の解析モデルをそれぞれ、図1-6および図1-7に示す。なお現道には図1-2に示したように道路面から高さ約11mのコンクリート擁壁、および吹付コンクリートが実施されているが、これらは斜面の全体としての振動特性に与える影響は小さいと考え、解析モデル上はその存在を無視することとした。

地盤の剛性は図1-4に示したせん断波速度および単位体積重量から求めた。土の剛性および減衰特性は、ひずみ依存性を有しており、このような性質を表土層、崖錐層および強風化岩層に対して考慮した。解析に用いた $G/G_{max} \sim h \sim r$ の関係は次章に示す不攪乱試料の動的ねじりせん断試験結果をもとに図1-8の通りとした。なお、①、②、③層以外の地層では、 G および h のひずみ依存性は小さいと考えられるため、考慮しないこととした。

最後に、断面-1, 2, 3を有限要素法によってモデル化した結果をそれぞれ図1-9, 1-10, 1-11に示す。ここで、各モデルともモデルの下面は標高120mとし、この面を基盤面とみなして入力地震動を作動させることとした。また、両側面は、静的な自重が作用した場合の解析には鉛直方向の移動を、また、水平方向および鉛直方向の動的解析の場合にはそれぞれ水平方向および鉛直方向の移動を許容した。このような自由端面では地震時に波動の全反射が生じるが、ここでは、この面からある程度距離をとれば、減衰力の作用により端面の影響は小さくなるものと考えた。

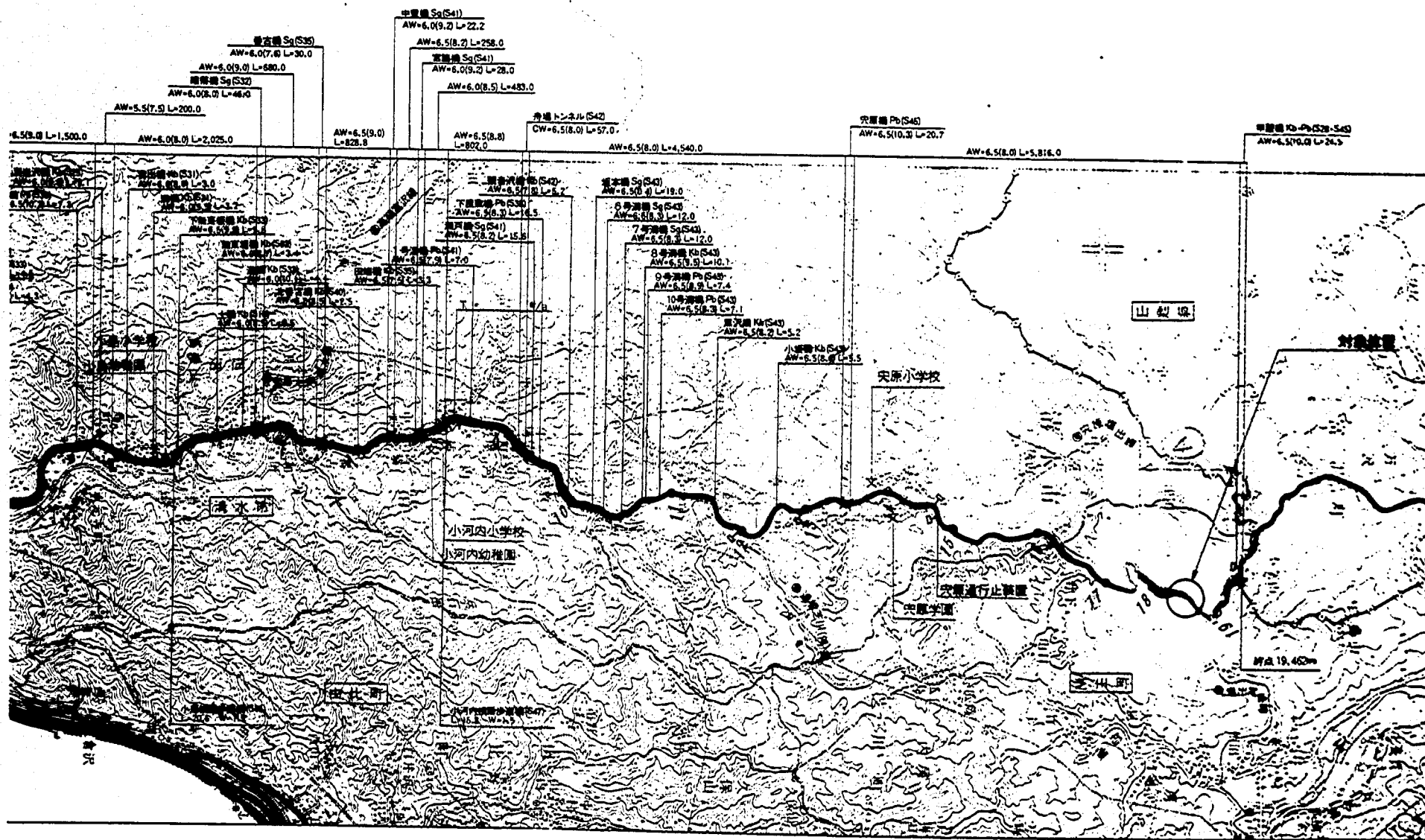


図1-1 解析位置(国道52号芝川町地区)

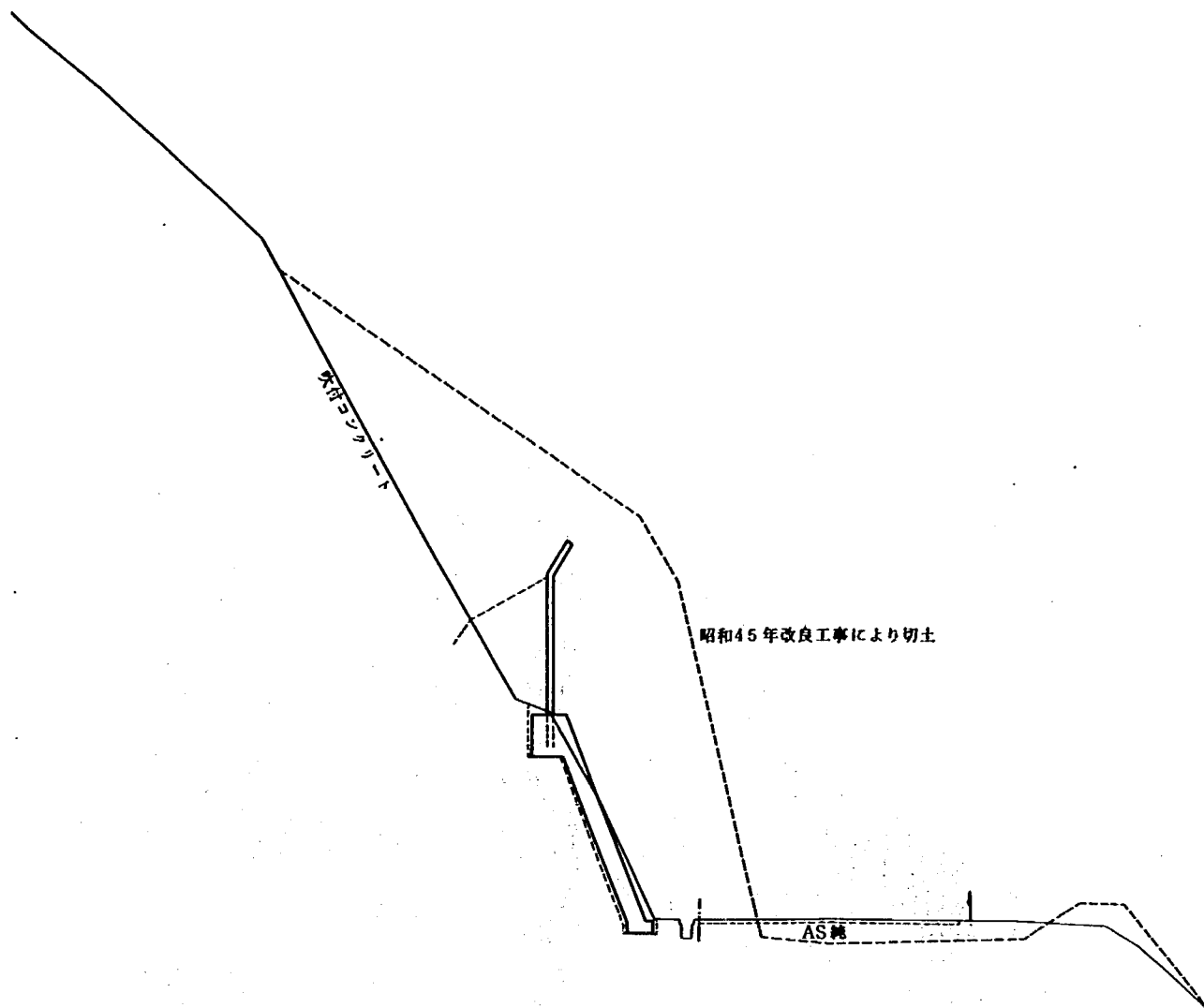


図 1 - 2 昭和 45 年度改良工事による拡幅

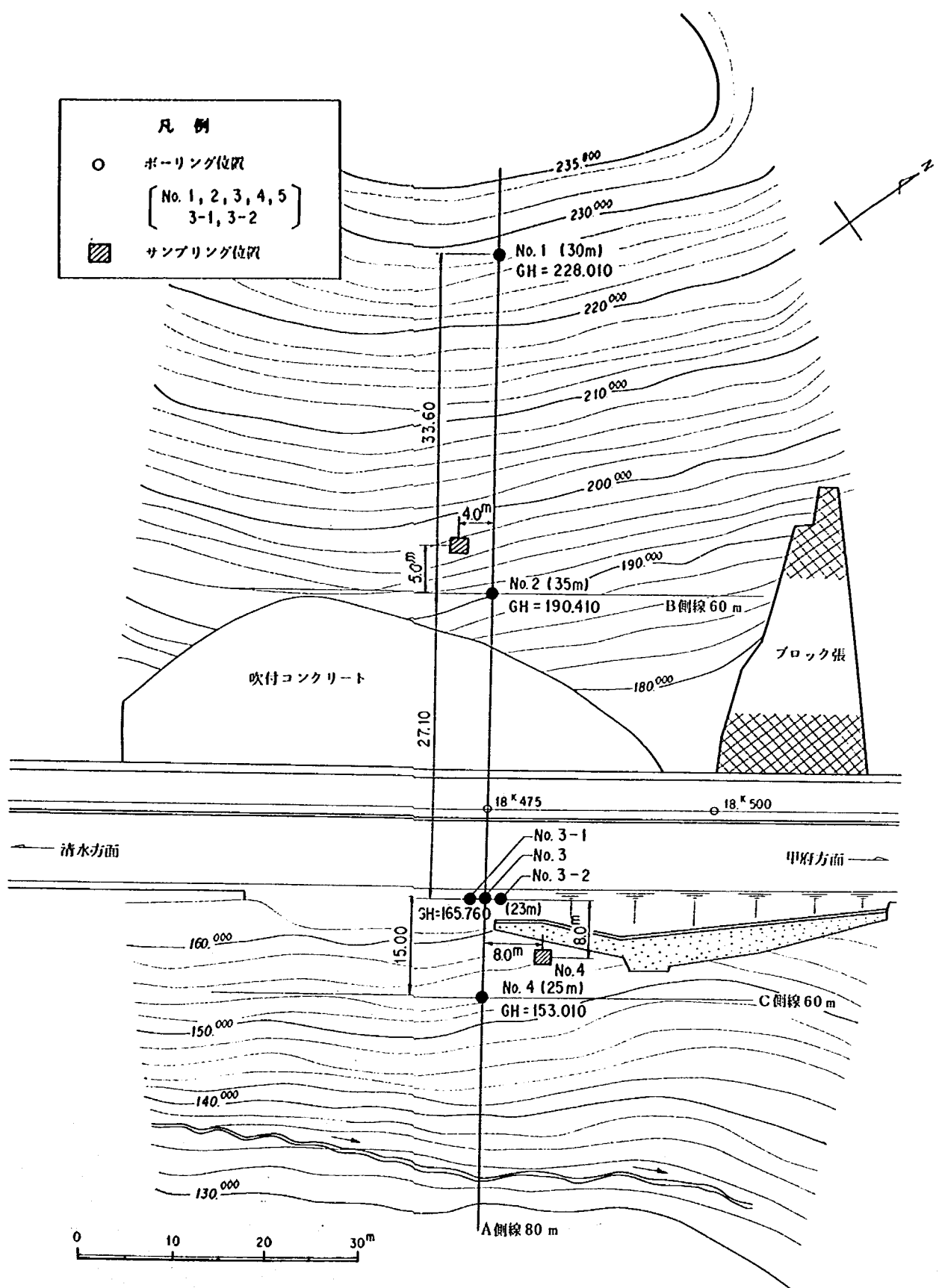


図 1 - 3 地盤調査位置

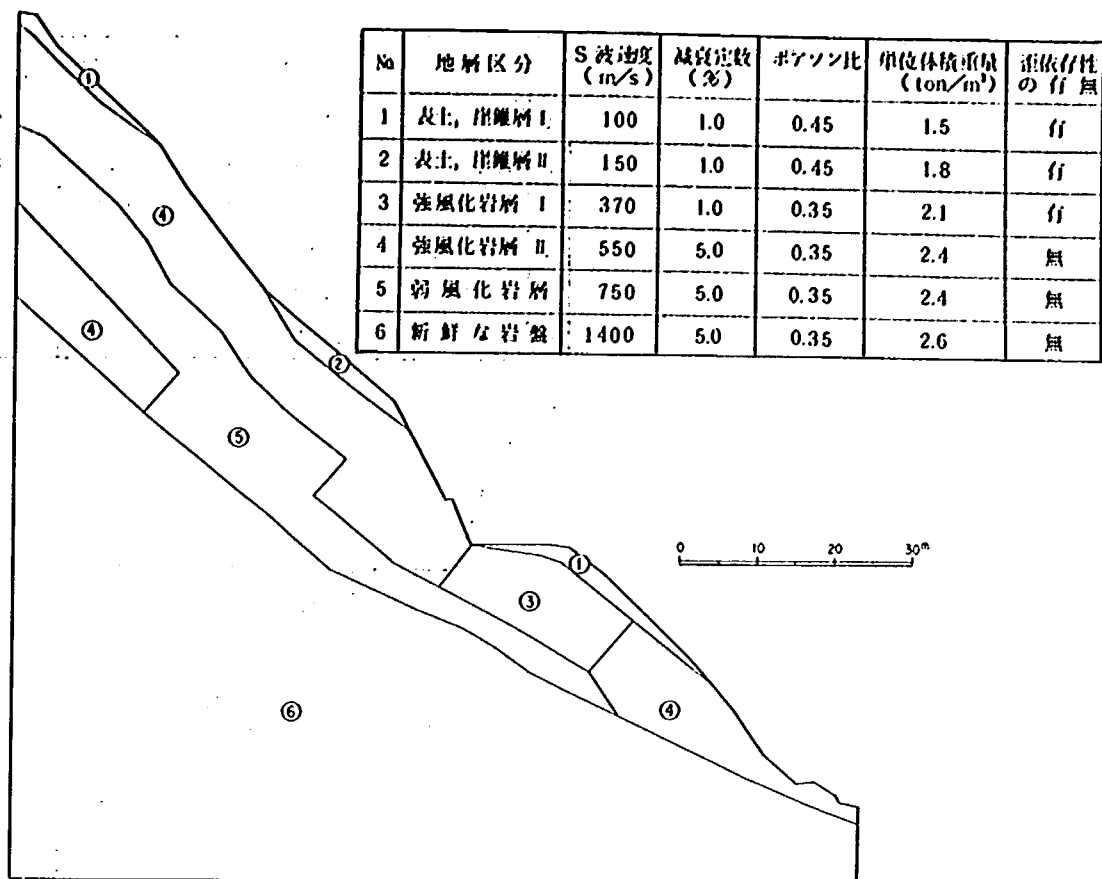


図1-5 断面-1の解析モデル

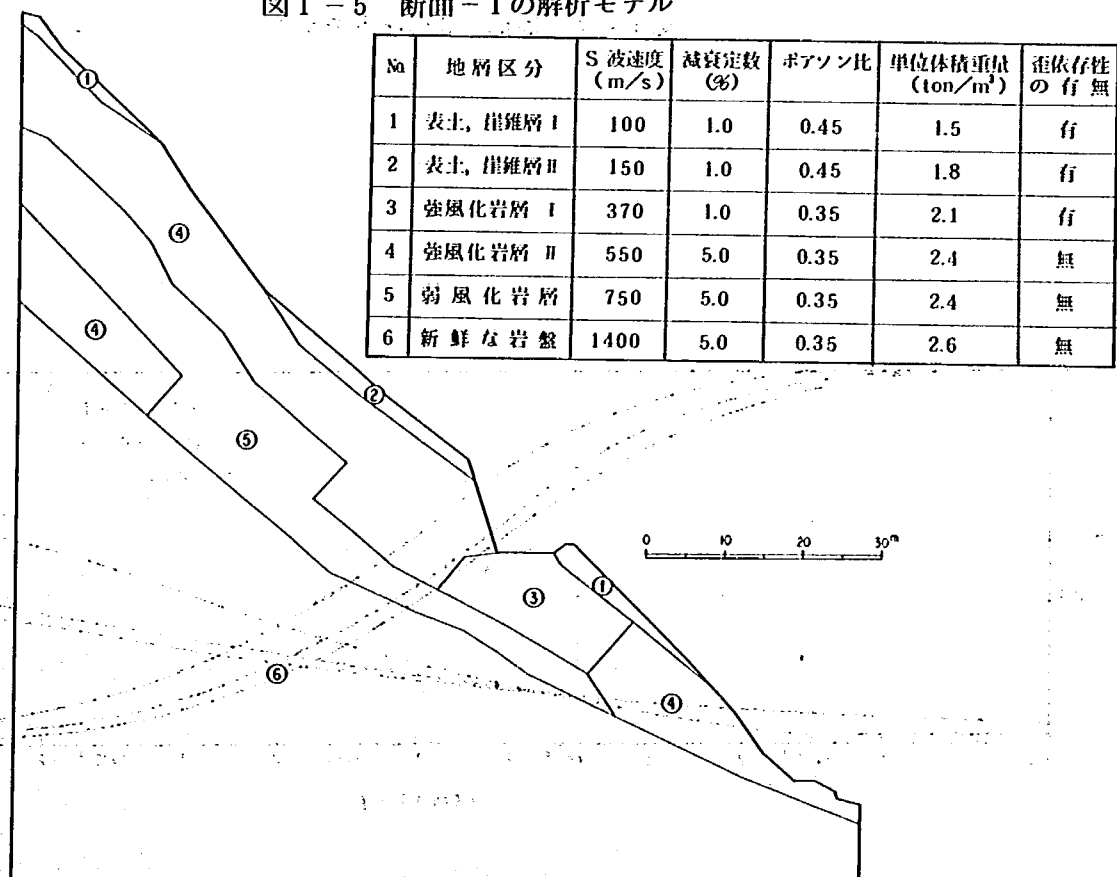


図1-6 断面-2の解析モデル

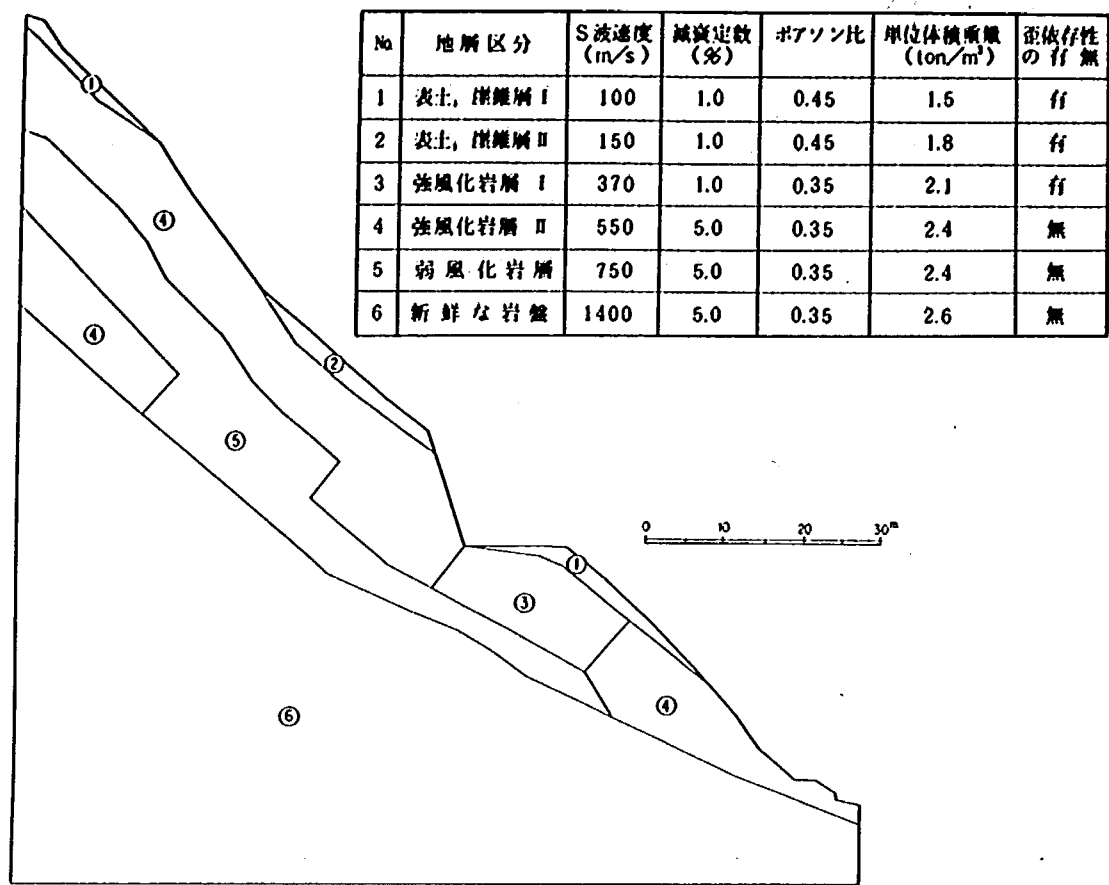


図1-7 断面-3の解析モデル

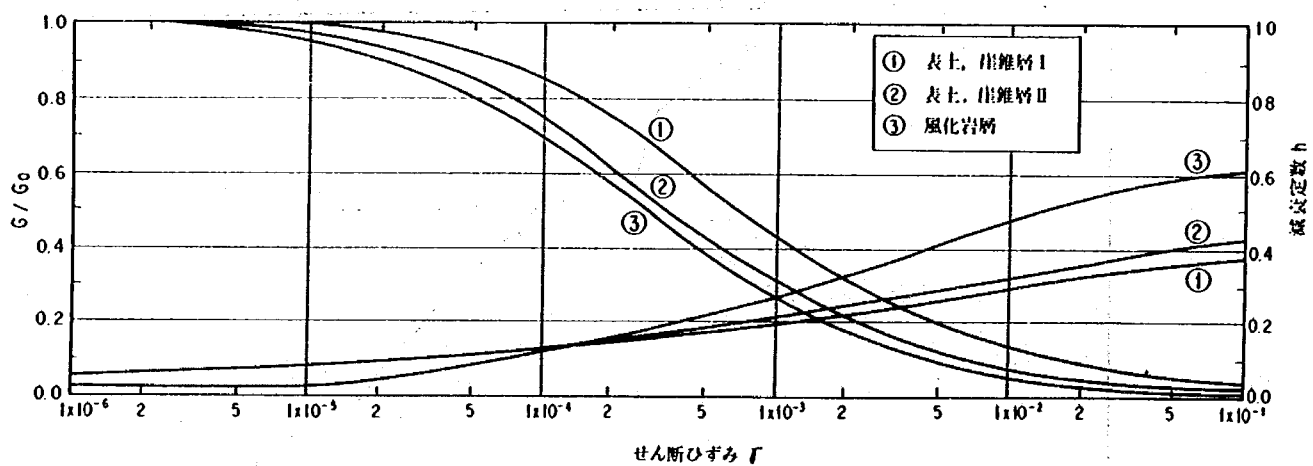


図1-8 解析に用いた $G/G_{max} \sim h \sim \gamma$ の関係

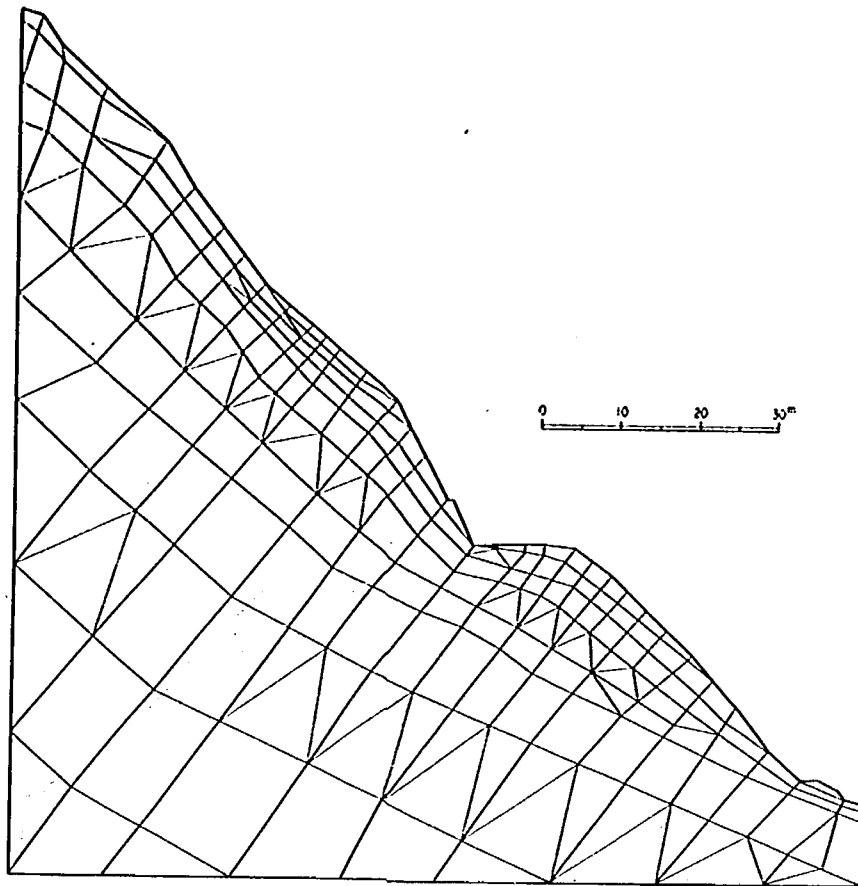


図 1-9 断面-1 の有限要素モデル (節点数 214, 要素数 227)

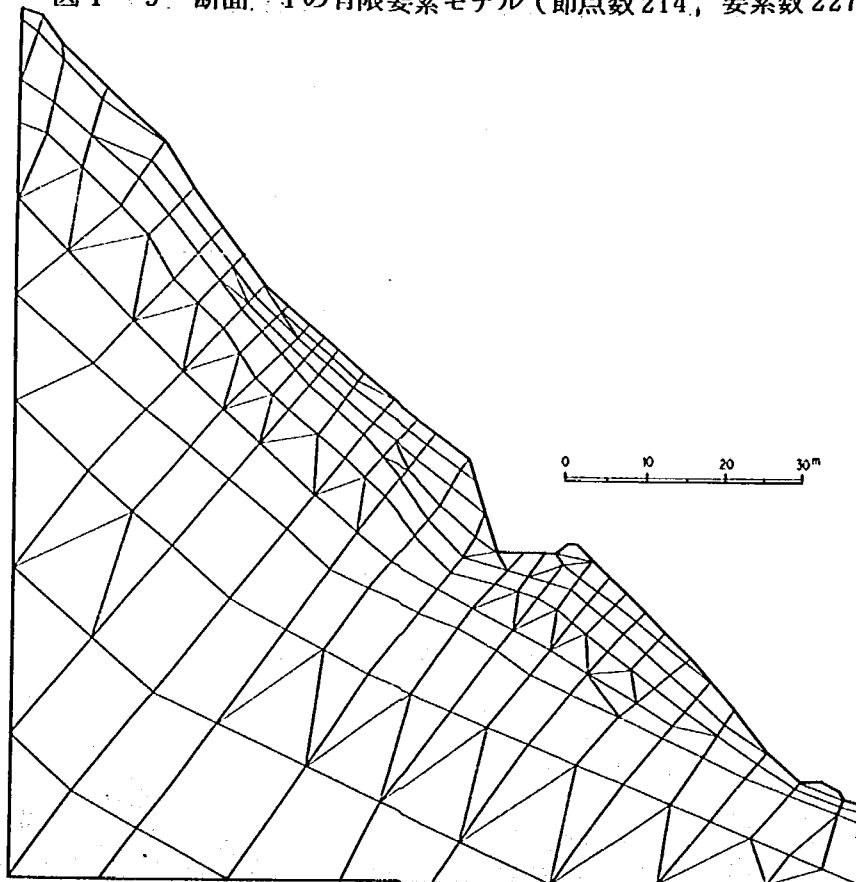


図 1-10 断面-2 の有限要素モデル (節点数 219, 要素数 234)

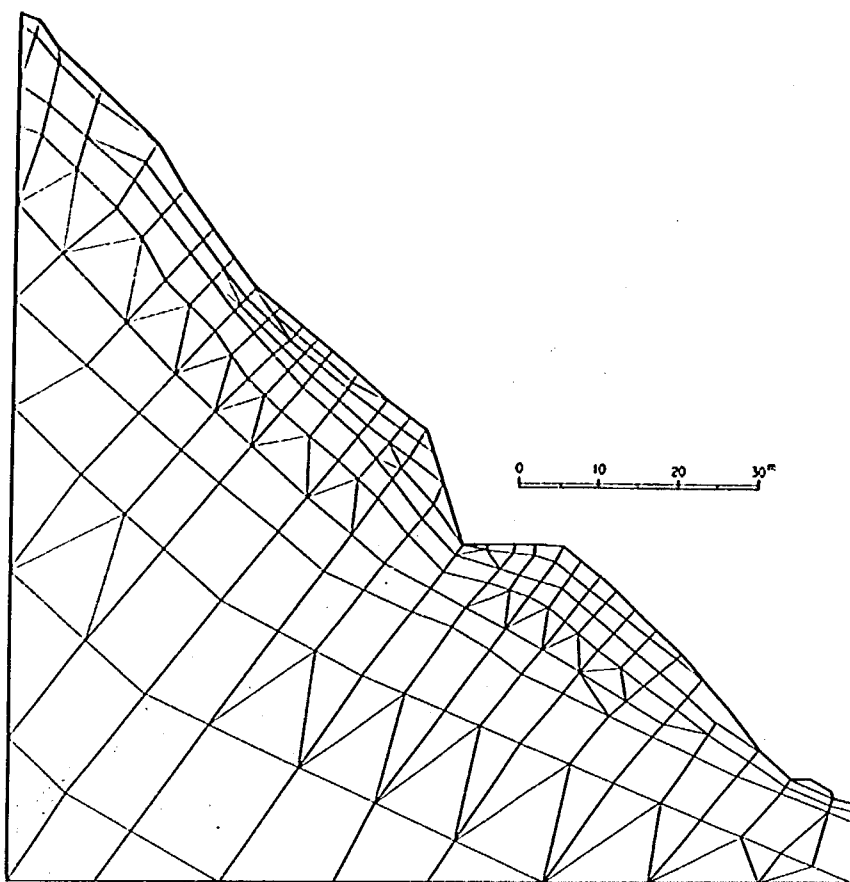


図1-11 断面-3の有限要素モデル（節点数217，要素数232）

2. 採取試料に基づく土の動的特性実験

2.1 物理試験，三軸圧縮試験

物理試験および三軸圧縮試験の結果を表2-1に示す。ここで、試料No.2およびNo.4はそれぞれ図1-3に示したNo.2およびNo.4のボーリング実施地点近傍において、ともに0.5～0.7mの深度からサンプリングしたものである。また、試料No.3は、No.3のボーリングの1～3.1mの深度の採取コアの中から、隙分を取り除いて風化した試料をモールドで所定の密度につき固めた試料である。

表2-1 物理試験，三軸圧縮試験結果

試料番号				試料番号			
採取深度				採取深度			
試料の種類				試料の種類			
自然状態	含水比(%)	23.9	20.5	25.0	分類	現場視察による分類	
	土粒子の比重	2.691	2.829	2.662		日本統一分類	CL CL ML
	湿潤単位体積重量(g/cm ³)	1.821	2.054	1.536	一軸圧縮試験	乱さない試料(kg/cm ²)	
	乾燥密度(g/cm ³)	1.469	1.704	1.229		練り返した試料(kg/cm ²)	
	間隙比	0.832	0.660	1.166		鋭敏比	
	飽和度(%)	77.3	87.8	57.1		破壊歪(%)	
コテンシス	液性限界(%)	41	NP	44	三軸圧縮試験	内部摩擦角(度)	19°30' 39° 25°30'
	塑性限界(%)	23		27		粘着力(kg/cm ²)	0.50 0.53 0.09
	塑性指数	18		17		排水条件	CU CU CU
粒度	レキ分(%)	1	0	2	圧密試験	圧密降伏応力(kg/cm ²)	
	砂分(%)	43	50	41		圧縮指数	
	シルト分(%)	36	40	35	セン断試験	内部摩擦角(度)	
	粘土分(%)	20	10	22		粘着力(kg/cm ²)	
	最大径(mm)	4.76	2.00	9.52		排水条件	
	60%径(mm)	0.0908	0.1155	0.0859			
	10%径(mm)	0.0013	0.0051	0.0011			

図2-1は、No.3試料の粒径加積曲線を示したものである。試料No.3はつき固めているが、試料No.2およびNo.4は粒径に関しては、おおむね同じ特性を有しているといえよう。

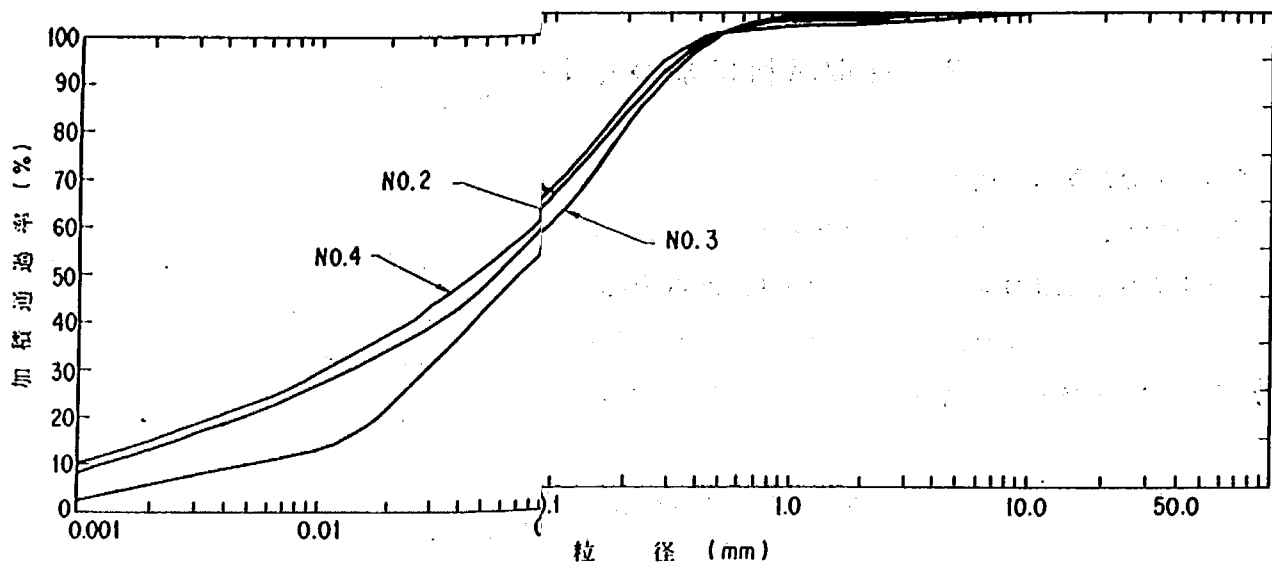


図2-1 粒径加算曲線

2.2 動的変形特性および減衰特性

試料No.2, 3, 4に対して動的ねじりせん断試験から求めた土のせん断剛性および減衰特性のせん断ひずみ依存性を図2-2に示す。試料No.2, 3, 4のそれぞれに対して2サンプルの実験を行っている。図2-2の結果より図1-8を求めたものである。

2.3 動的強度特性

トリプルチューブサンプラー(φ116mm)を用いて採取した不攪乱試料は、採取後直ちにチューブの両端をパラフィンで密封し、室内実験を行った。用させた応力解析によって現場での自然状態で土を等方圧密させる。次に、常時のせん断応力のもとでの静的強度 σ_f と常時に作用するせん断応力 σ_s とを作用させて、これによるくり返し動的強度 σ_f と常時のせん断応力 σ_s との差を動的強度と仮定すると、静的強度から動的強度となるためである。しかしながら、実際には静的で動的荷重を変化させた。

を用いて採取した不攪乱試料は、採取後直ちにチューブの両端をパラフィンで密封し、室内実験を行った。用させた応力解析によって現場での自然状態で土を等方圧密させる。次に、常時のせん断応力のもとでの静的強度 σ_f と常時に作用するせん断応力 σ_s とを作用させて、これによるくり返し動的強度 σ_f と常時のせん断応力 σ_s との差を動的強度と仮定すると、静的強度から動的強度となるためである。しかしながら、実際には静的で動的荷重を変化させた。

土の降伏ひずみ、もしくは破壊ひずみを求められた応力-ひずみの関係におけるピーク応力から、非常に軟い土の場合には、一般にピークがある。このような場合には慣用的に15%ひずみの静的三軸試験の結果は図2-3、図2-4のようにならない。したがって、ここでは上記の化岩層については別途実施した非圧密非排水条

るためには圧密非排水条件下での静的三軸試験の結果求めたい。試験の手順は以下の通りである。まず、静的な自重を作用させた状態で、これに対応した拘束圧 σ'_0 によって試験土に等しい荷重を試験土に加える。次に、上記の拘束圧 σ'_0 とせん断応力 σ_s との差に等しい荷重振幅をもつ正弦波(振動数1 Hz)を作用させて、これによるくり返し動的荷重として作用させるのは、仮にいま静的強度と動的強度と動的強度は異なるため、上記の値を一応の目安とする。

このようにして、破壊ひずみが求められると、図2-5に示すように所定のひずみ（この場合には2もしくは15%）を生じる動的荷重のくり返し回数と常時の応力 σ_s （＝常時のせん断応力の2倍）および動的応力 σ_d との和から図2-6の関係が求められる。ここで、上記の所定のひずみとは、動的荷重によって発生するひずみに、常時の応力に対応する静的载荷時に発生するひずみを加えたものである。

次に、動的強度 $\sigma_s + \sigma_d$ を静的強度 σ_f で除した値（応力比 α ）がくり返し回数によってどのように変化するかを示すと一般に図2-7のようになる。ここで、地震動を仮定して地震動の主要動部分の振動回数が定められるものとすれば、これをくり返し回数と見なすことにより、図2-7から静的強度 σ_f と動的強度 $\sigma_s + \sigma_d$ の比 α が求められる。すなわち、

$$(\text{動的強度}) = \alpha \times (\text{静的強度}) \quad (2-1)$$

上式からわかるように、 α が1.0より大きければ、動的強度は静的強度より大きく、反対に1.0より小さければ、動的強度は静的強度より小さいことになる。

室内実験結果に基づき（表2-2、図2-8参照）、上記の α と繰返し回数との関係を示すと本解析地点においては図2-9の結果が得られた。

一方、上記の動的強度と静的強度の比を求める手法においては、地震動による非定常な応力とくり返し回数を、その結果においてこれと等価な振幅とくり返し回数をもつ正弦波に置き直すことを仮定している。

これには、各種の手法が提案されているが、地震動の主要動部分のくり返し回数を念頭において、ここでは、くり返し回数は20回とすることにした。このようにして、図2-8から式(2-1)による応力比 α を求めると、試料No.2およびNo.3では0.7、試料No.4では1.1となる。ここで、試料No.3に対しては、前述したようにモールドで突き固めた試料であるため、このようにして求めた応力比 α に対しては信頼性に検討の余地があるが、静的強度自身が充分大きいため、結果としては、安定解析上クリティカルな問題とはならなかった。

そこで、静的三軸試験より求められた c, ϕ の値（図2-3参照）のうち、 c に上記の α を乗じて地震時の強度を表2-3のように求めた。ここで、 c だけに α を乗じ、 ϕ を変化させなかった理由は、本解析では拘束圧が小さいために、強度は主として c により決まり、結果的には ϕ の影響は小さいためである。

試料No.	静的強度 σ_f (MPa)	動的強度 $\sigma_s + \sigma_d$ (MPa)	応力比 α
2	1.0	0.7	0.7
3	1.0	0.7	0.7
4	1.0	1.1	1.1

表 2-2 応力比 α に関する室内実験結果一覧

試料採取地点	供試体番号	間隙比 e	1) 拘束圧 σ_3 (kg/cm ²)	2) 初期応力 σ_3 (kg/cm ²)	3) 初期ひずみ ϵ (%)	4) 静的強度 σ_f (kg/cm ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	動的荷重 σ_d (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \sigma_d$ (kg/cm ²)	$\frac{\sigma_3 + \sigma_d}{\sigma_f}$	繰返し回数 N
No 2 地点	2-1	0.863	0.16	0.54	2.1	1.568	15.0	0.168	0.708	0.452	$> 10^3$
	2-2	0.813			2.0			0.269	0.813	0.518	$> 10^3$
	2-3	0.789			2.4			0.391	0.931	0.594	840
	2-4	0.781			1.4			0.402	0.942	0.601	$> 10^3$
	2-5	0.881			1.1			0.478	1.018	0.649	$> 10^3$
	2-6	0.774			2.6			0.565	1.105	0.705	9
	2-7	0.822			0.8			0.714	1.254	0.800	130
No 3 地点	3-1	0.619	1.00	1.10	0.3	5.618	2.0	2.237	3.337	0.594	270
	3-2	0.611			0.6			2.834	3.934	0.700	20
	3-3	0.617			0.5			4.272	5.372	0.956	1
	3-4	0.611			0.4			5.314	6.414	1.141	< 1
No 4 地点	4-1	1.087	0.13	0.36	4.2	0.478	15.0	0.0468	0.4068	0.851	$> 10^3$
	4-2	1.042			5.0			0.127	0.487	1.019	$> 10^3$
	4-3	1.221			6.1			0.141	0.501	1.048	56
	4-4	1.108			7.6			0.165	0.525	1.098	54
	4-5	1.161			5.1			0.178	0.538	1.126	$> 10^3$
	4-6	1.184			7.3			0.194	0.554	1.159	11.5
	4-7	1.124			8.1			0.258	0.618	1.293	47

1) 自重のみを考慮した有限要素法解析により求めた拘束圧 (等方応力)

2) 静的なせん断力に相当する応力

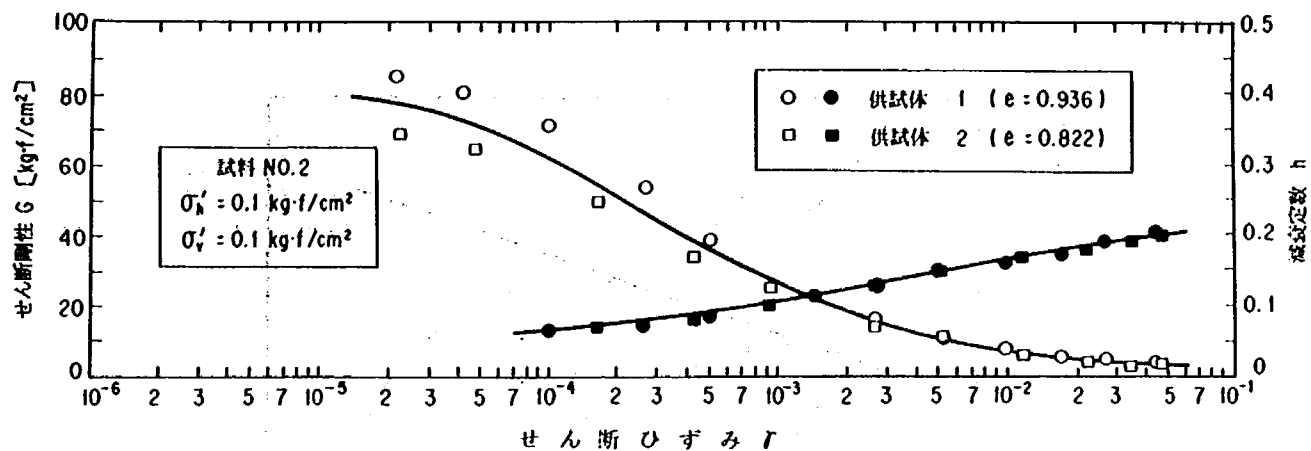
3) 2) による静的ひずみ

4) 静的三軸試験 (CU 試験) により求めた静的強度 $\sigma_f = \frac{2 (C \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)}{1 - \sin \phi}$

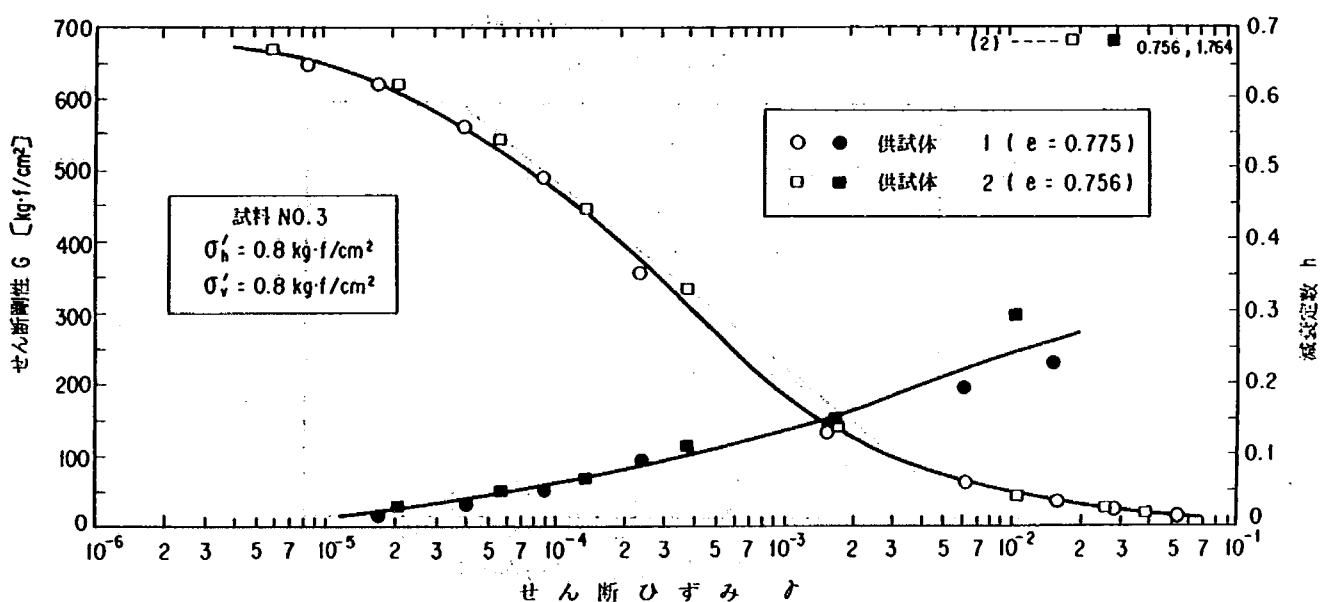
表 2-3 安定解析に仮定した強度定数

箇所	常時の強度定数		強度比 α	動的な強度定数	
	C (t/m ²)	ϕ (度)		C (t/m ²)	ϕ (度)
試料 No 2 (道路より上方の) 表土・崖錐	5.0	19	0.7	3.5	19
試料 No 4 (道路より下方の) 表土・崖錐	0.9	25	1.1	1.0	25

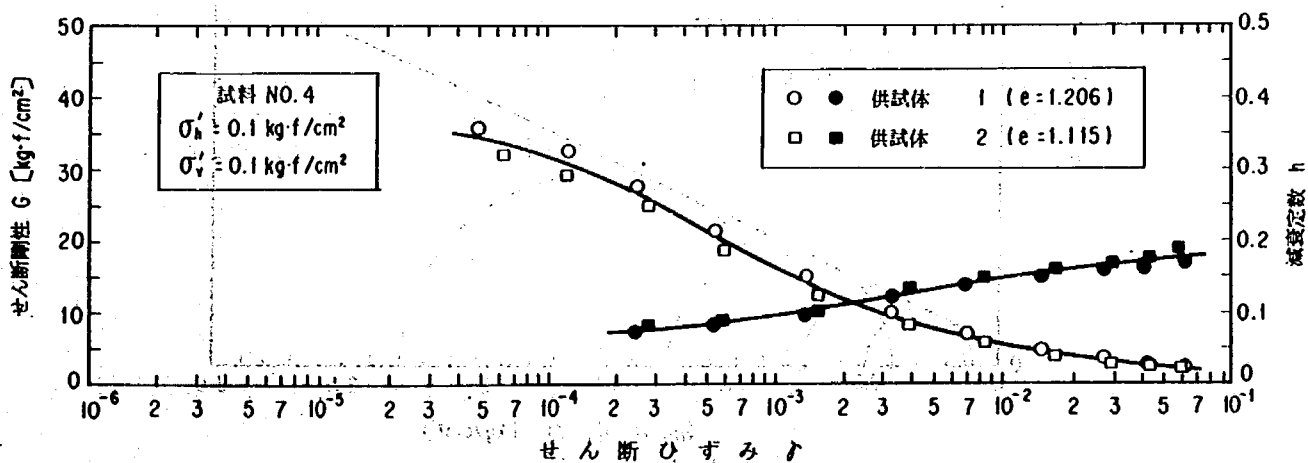
(注) 常時の強度定数は図 2-3 参照



(a) 試料 No. 2 (採取深度 0.5~0.7 m)

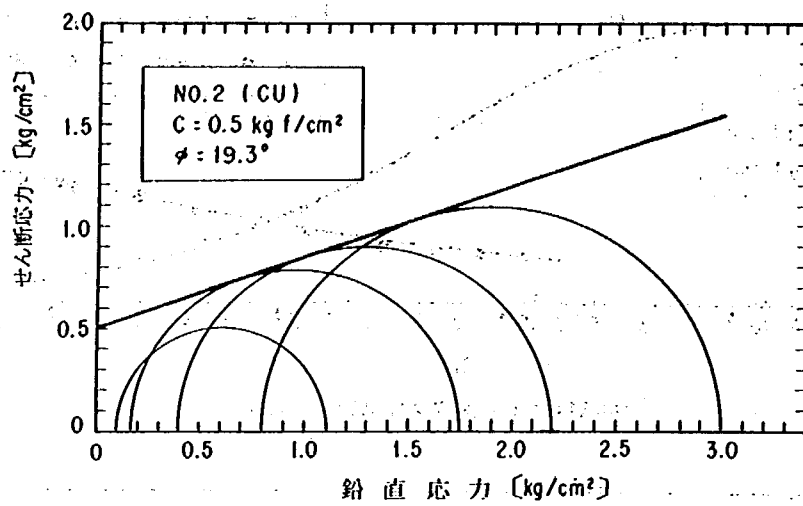


(b) 試料 No. 3 (1.0~3.1 m 間の試料を突き固めたもの)

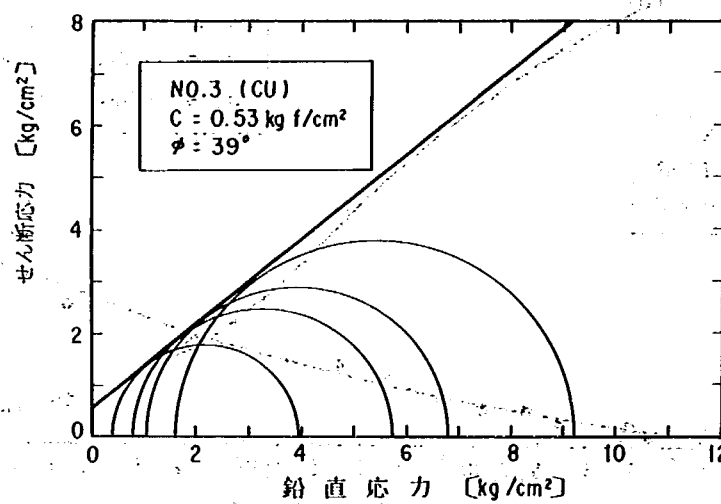


(c) 試料 No. 4 (採取深度 0.5~0.7 m)

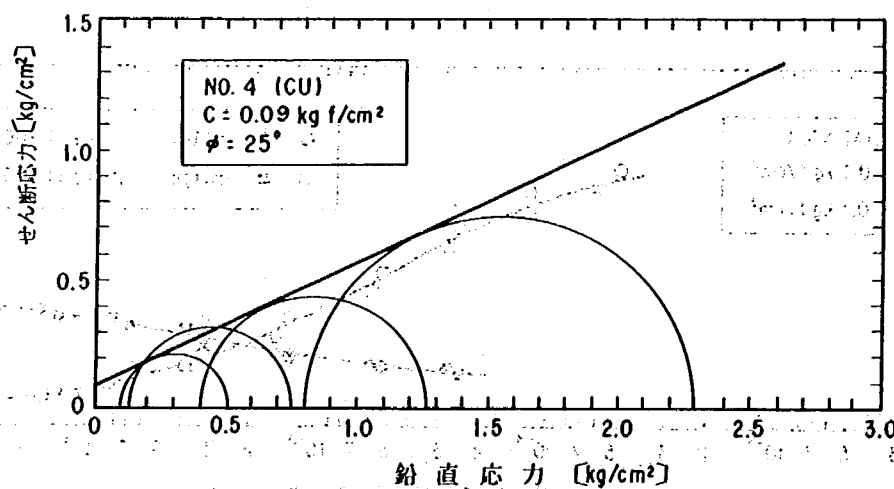
図 2-2 土のせん断剛性および減衰定数



(a) No. 2 地点

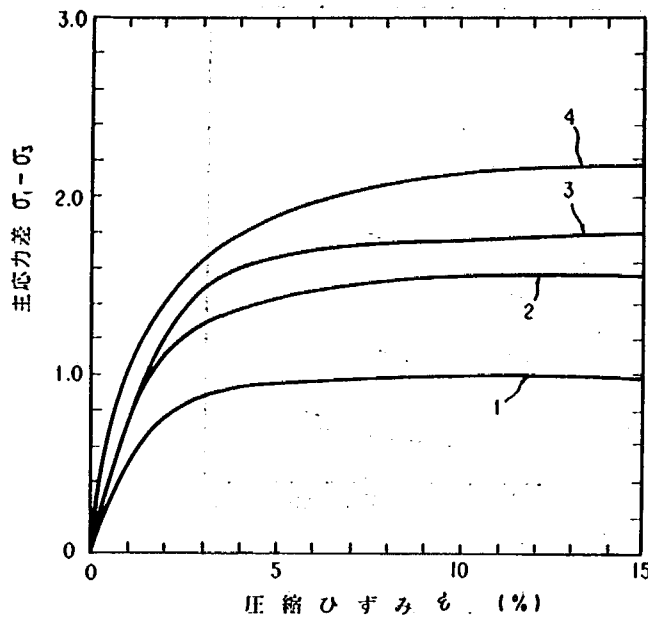


(b) No. 3 地点

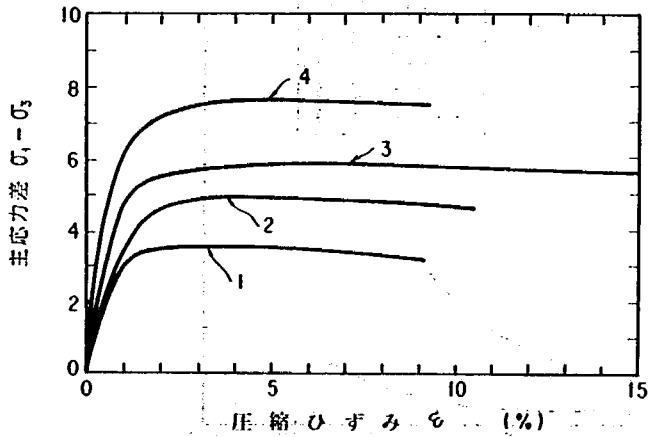


(c) No. 4 地点

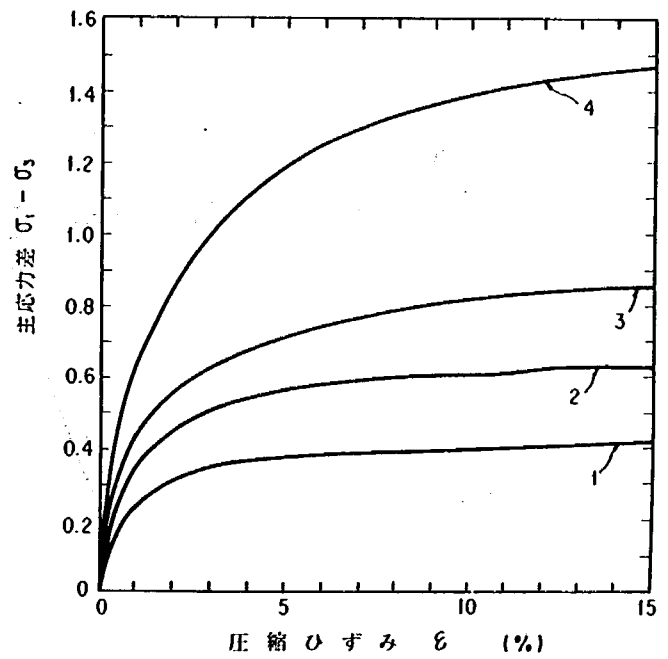
図 2-3 3軸圧縮試験結果 (モール円)



(a) 試料 No. 2



(b) 試料 No. 3



(c) 試料 No. 4

図 2-4 3 軸圧縮試験結果

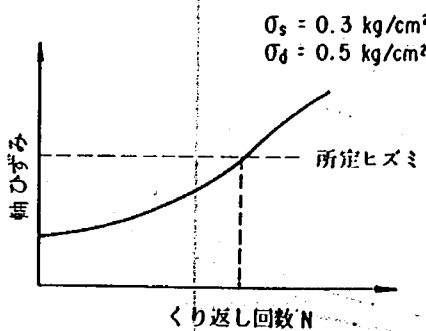


図 2-5 軸ひずみ～動的荷重のくり返し回数の関係

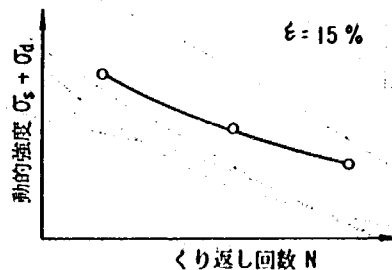


図 2-6 動的強度～くり返し回数の関係

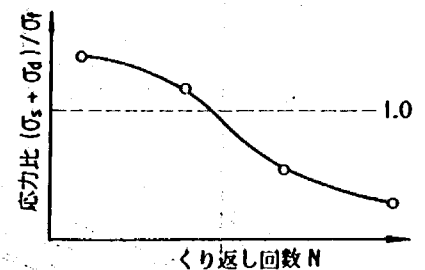
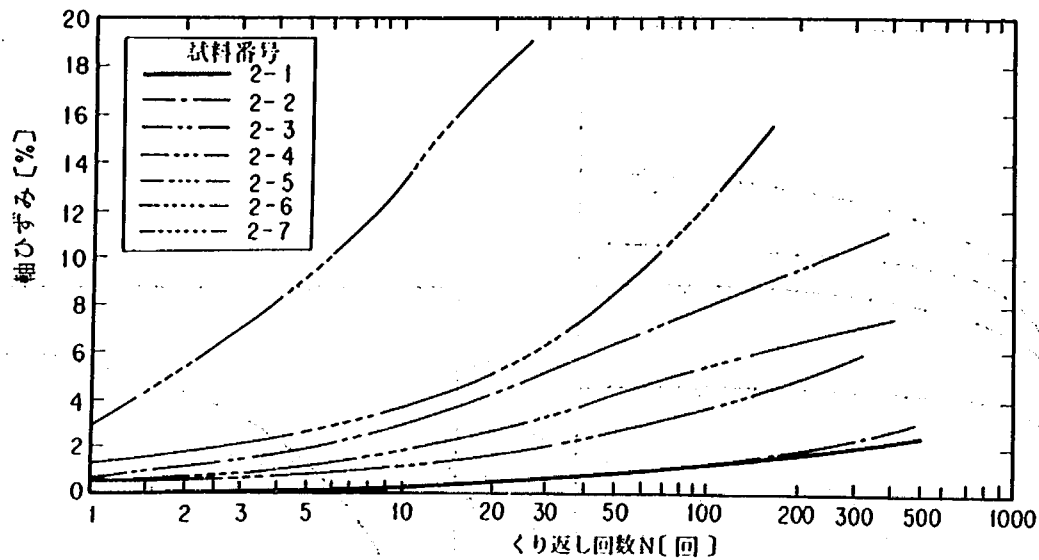
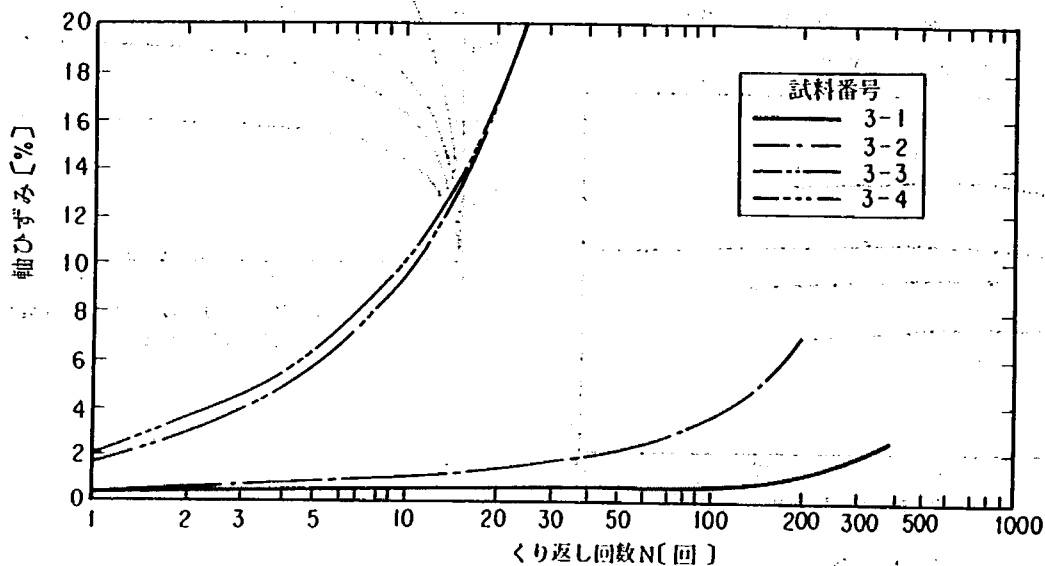


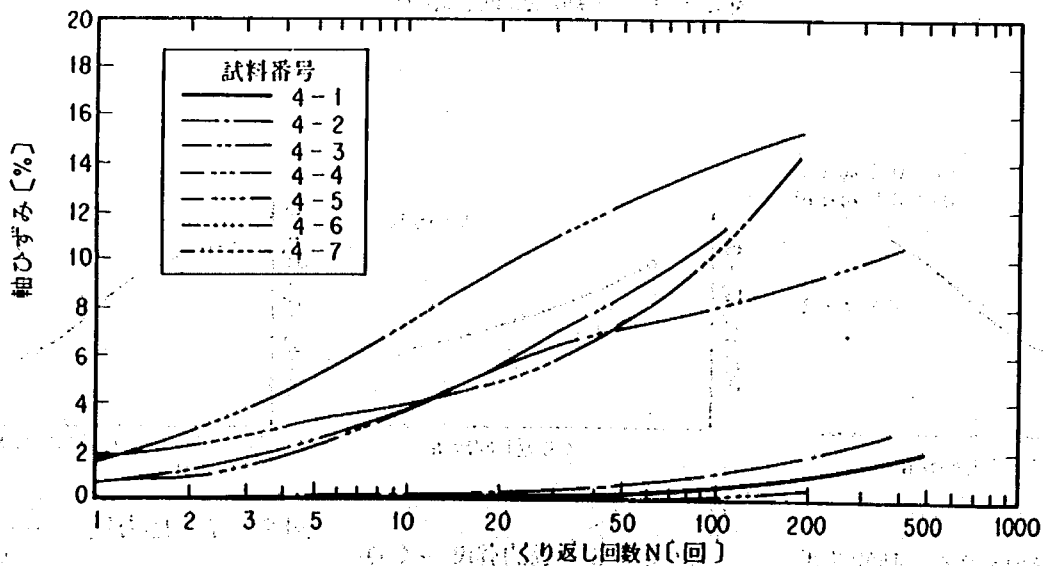
図 2-7 応力比 $\frac{\sigma_s + \sigma_d}{\sigma_f} \sim$ くり返し回数の関係



(a) No. 2 地点



(b) No. 3 地点



(c) No. 4 地点

図 2-8 軸ひずみ～くり返し回数の関係

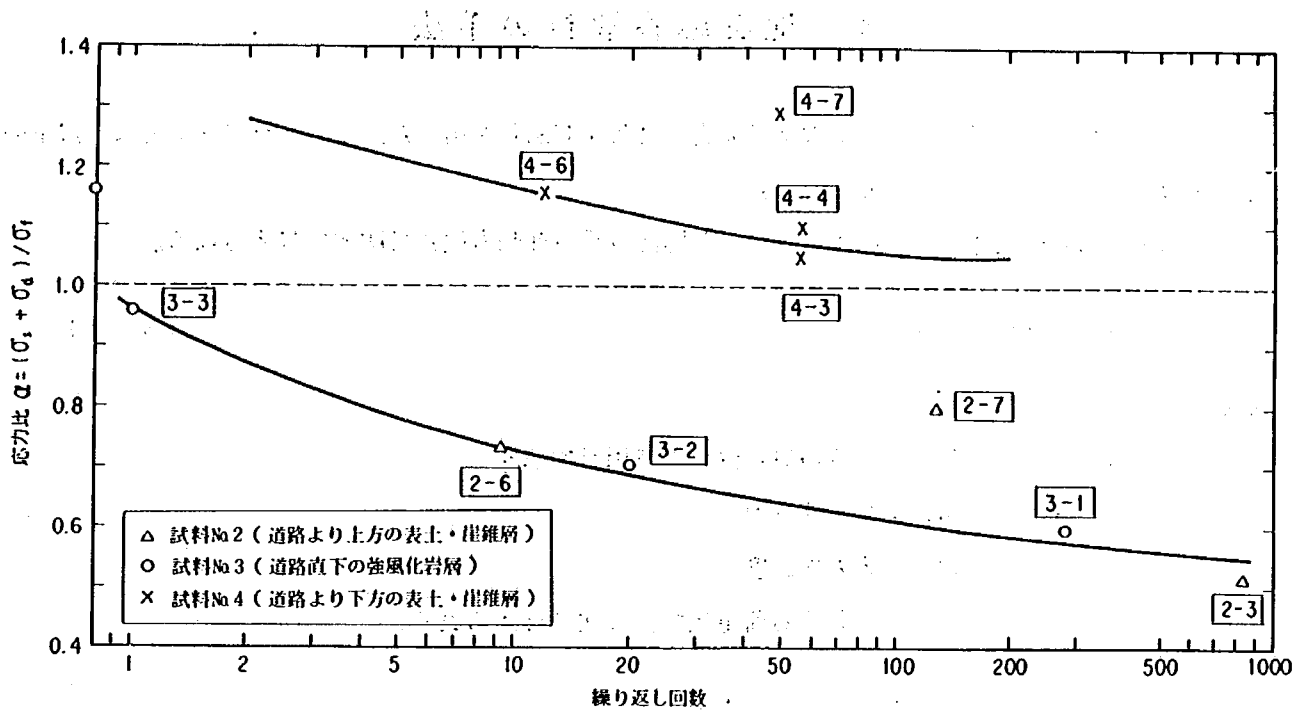


図 2 - 9 実測結果から求めた応力比 $\frac{\sigma_s + \sigma_d}{\sigma_f}$ ～ 繰り返し回数の関係

3. 地震応答解析の手法

地震応答解析には、カリフォルニア大学で開発された LUSH を用いた。このプログラムでは、以下の手法により地盤の地震応答を計算している。

地盤を離散型の有限要素の集合により表示した場合の系の運動方程式は次式で与えられる。

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}} + \underline{K}\underline{u} = -\underline{m}\ddot{\underline{y}} \quad (3-1)$$

ここで、

$\underline{u}, \ddot{\underline{u}}$: 基盤に対する相対変位および相対加速度

$\underline{M}, \underline{K}$: 質量および剛性行列

$\ddot{\underline{y}}$: 基盤での入力加速度

$\underline{m}$: $\ddot{\underline{y}} = 1$ に対する荷重項で、次式で与えられる。

$$\underline{m} = \underline{M} \left(\underline{C}_h \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} + \underline{C}_v \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \right) \quad (3-2)$$

$\underline{C}_h, \underline{C}_v$: 水平および鉛直方向入力に対応する係数

ここで、入力地震動を次式で表わすと、

$$\ddot{\underline{y}} = \ddot{\underline{Y}} e^{i\omega t} \quad (3-3)$$

応答 $\underline{u}$ は次式で与えられる。

$$\underline{u} = \underline{U} e^{i\omega t} \quad (3-4)$$

ここで、 $\ddot{\underline{Y}}, \underline{U}$ は、それぞれ、入力地震動の複素振幅および複素変位振幅ベクトルである。(3-3), (3-4) 式を (3-1) 式に代入すると、 $\underline{U}$ に関するつり合い方程式が得られる。

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{U} = -\ddot{\underline{Y}} \underline{m} \quad (3-5)$$

(3-5) 式は、 ω が固有振動数と一致しない限り、 $\underline{U}$ を未知数として解くことができる。実数の入力地震動

$$\ddot{y} = R_e(\ddot{Y} e^{i\omega t}) = R_e(\ddot{Y}) \cos \omega t - I_m(\ddot{Y}) \sin \omega t \quad (3-6)$$

に対する応答もやはり実数であるから、次式で与えられる。

$$\underline{u} = R_e(\underline{U} e^{i\omega t}) = R_e(\underline{U}) \cos \omega t - I_m(\underline{U}) \sin \omega t \quad (3-7)$$

このような複素形式の解法の特徴は、複素剛性により減衰定数を導入できることにある。すなわち、1 自由度系の減衰振動から、複素せん断剛性 G^* を

$$G^* = G(1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}) \quad (3-8)$$

とすれば、減衰定数 β に対するモーダルアナリシスによる解と G^* を用いた解は、振幅に関しては全く同じとなる。位相に関してはわずかに異なるが、その違いは一般に問題になる程の量ではない。減衰定数が要素ごとに変化している場合にも (3-8) 式を用いれば解析することができる。このように、要素ごとに減衰定数が変化している場合には、(3-5) 式の () 内はどのような ω に対しても一般にゼロとはならず、従って、全ての ω に対して (3-5) 式を $\underline{U}$ に対して解くことができる。

次に、実際の地震動を近似するために、等時間間隔 Δt に数値化された N 個の時系列入力地震動加速度を次式で表わす。

$$\ddot{y} = R_e \left(\sum_{s=0}^{N/2} \ddot{Y}_s e^{i\omega_s t} \right) \quad (3-9)$$

ここで、

$$\omega_s = \frac{2\pi s}{N\Delta t} ; \quad s = 0, 1, \dots, \frac{N}{2} \quad (3-10)$$

$$\ddot{Y}_s = \begin{cases} \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i\omega_s k \Delta t}, & \text{for } s = 0, \quad s = \frac{N}{2} \\ \frac{2}{N} \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i\omega_s k \Delta t}, & \text{for } 1 \leq s < \frac{N}{2} \end{cases} \quad (3-11)$$

$$\ddot{y}_k = \ddot{y}(k\Delta t), \quad k = 0, 1, \dots, N-1 \quad (3-12)$$

従って、 $\ddot{Y}_s \exp(i\omega_s t)$ に対する (3-5) 式の解を $\underline{U}_s$ とすれば、(3-9) 式の入力地震動を受けた場合の解 $\underline{u}$ は次式で与えられる。

$$\underline{u} = R_e \left(\sum_{s=0}^{N/2} \underline{U}_s e^{i\omega_s t} \right) \quad (3-13)$$

これより、節点における変位が求められると、要素ごとの変形および応力も求めることができる。

4. 入力地震動

入力地震動としては、表4-1に示す2種類の強震記録を選んだ。ここで、新菊川記録は1978年1月の伊豆大島近海地震 ($M = 7.0$) により国鉄の新菊川変電所構内の地盤上で採取された記録であり、伊豆地方における中規模地震の特性を表わしていると考えられる。記録時の水平方向最大加速度は約70 gal であるが、同地震により被害を受けた静岡県賀茂郡河津町梨本地区の崩壊斜面の解析¹⁴⁾においては、これを約100 gal として基盤入力として作用させている。これは、伊豆大島近海による震源域付近の最大加速度が墓石の転倒状況調査結果に基づく地表面で約400 gal 程度と想定されており、結果として道路面のレベルにおいてこの程度の最大加速度となるように基盤での最大加速度を約100 gal としたものである。

ここでは、梨本地区の斜面の解析との比較を念頭に置き、また、伊豆大島近海地震の震源域付近の地震動を想定して、基盤での水平方向最大加速度を100 gal とした。なお、斜面の解析においては、水平動に及ぼす鉛直方向入力地震動の影響が大きいことが昨年の解析¹⁴⁾において指摘されているため、新菊川変電所で記録された水平および鉛直方向の強震記録を同時に基盤に作用させることとし、鉛直方向の最大加速度は水平方向の最大加速度の $1/3$ とした。

一方、開北橋記録は、1978年6月の宮城県沖地震 ($M = 7.4$) により石巻市開北橋の近傍地盤上 ($V_s \approx 1300 \text{ m/sec}$ の岩盤) で採取された記録で、東北地方における中～大規模地震の特性を表わしていると考えられる。いま、マグニチュード8程度の地震が駿河湾中央部で発生した場合を想定すると、道路橋示方書耐震設計編で規定する第1種地盤上での最大加速度 $A_{\max}$ は次のように想定される。

$$\begin{aligned} A_{\max} &= 108 \times 10^{0.202M} \times (d + 30)^{-0.813} \\ &= 115 \text{ gal} \end{aligned} \quad (3-1)$$

ここで、本解析地点から震源までの距離は60 km 程度を想定した。一方、東京湾、大阪湾、伊勢湾等の地中地震観測の結果によれば、岩盤からなる地盤では地表に比較し、地下50 m 程度では15%程度最大加速度が低下していることがわかっている¹⁹⁾したがって、ここでは、基盤での水平方向の最大加速度は式(3-1)の約85%とし、100 gal とすることにした。また、鉛直方向の最大加速度は新菊川記録の場合と同様に水平方向の最大加速度の $1/3$ とした。

図4-1および4-2は、それぞれ、これら2記録の波形および加速度応答スペクトル倍率 β を示したものである。

表 4-1 解析に用いた入力地震動記録

No	地震名	発生年月日	マグニチュード	記録地点	記録成分	記録時の最大加速度(gal)	解析で基盤に作用させた最大加速度(gal)
1	伊豆大島近海地震	1978. 1. 14	7.0	新菊川 変電所 地盤上	E-W	70	100
					U-D	12	34
2	宮城県沖地震	1978. 6. 12	7.4	開北橋 近傍地盤上	T-R	291	100
					U-D	116	34

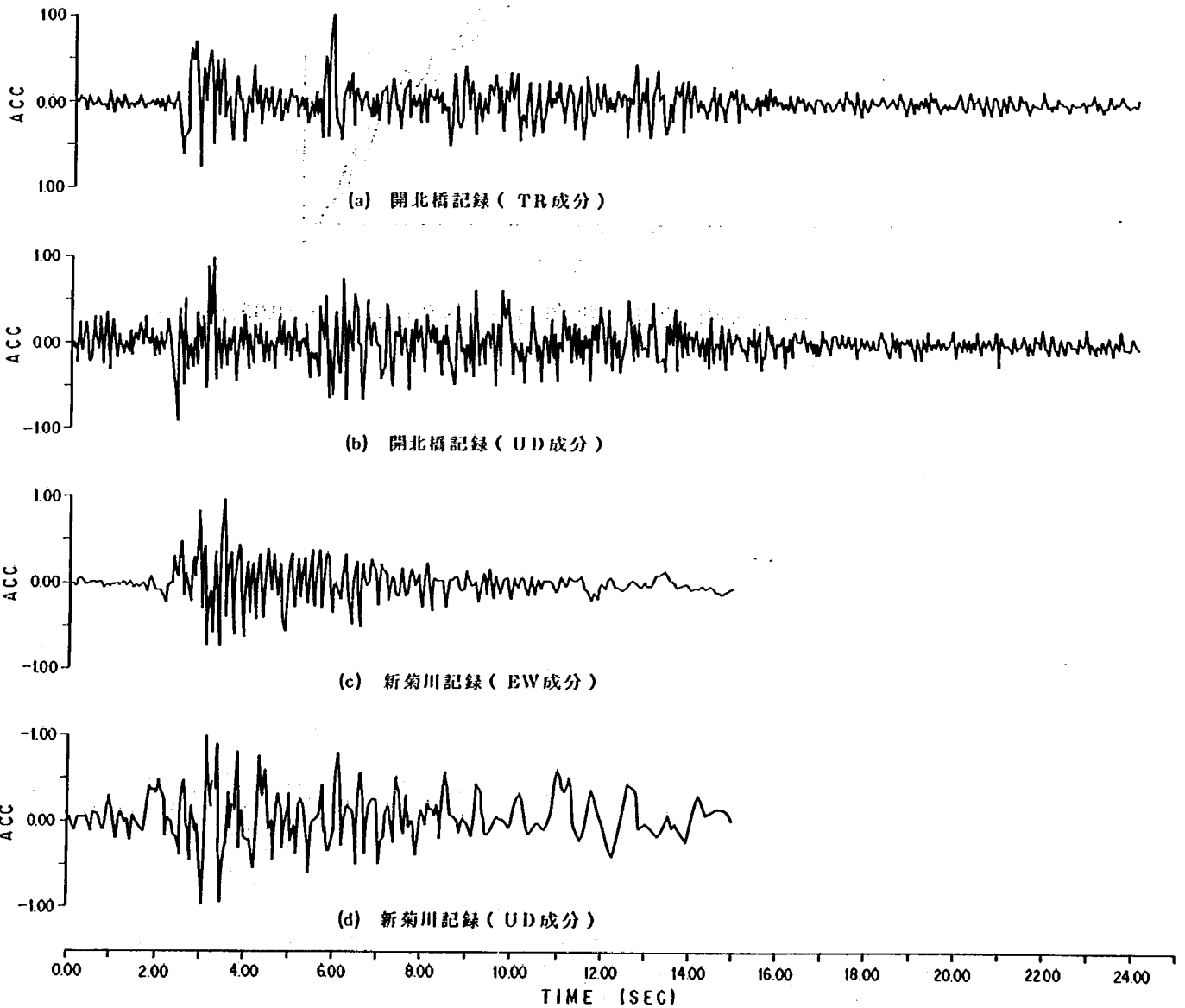


図 4-1 入力地震動記録 (最大加速度を 1.0 に正規化, 最大加速度は表 4-1 参照)

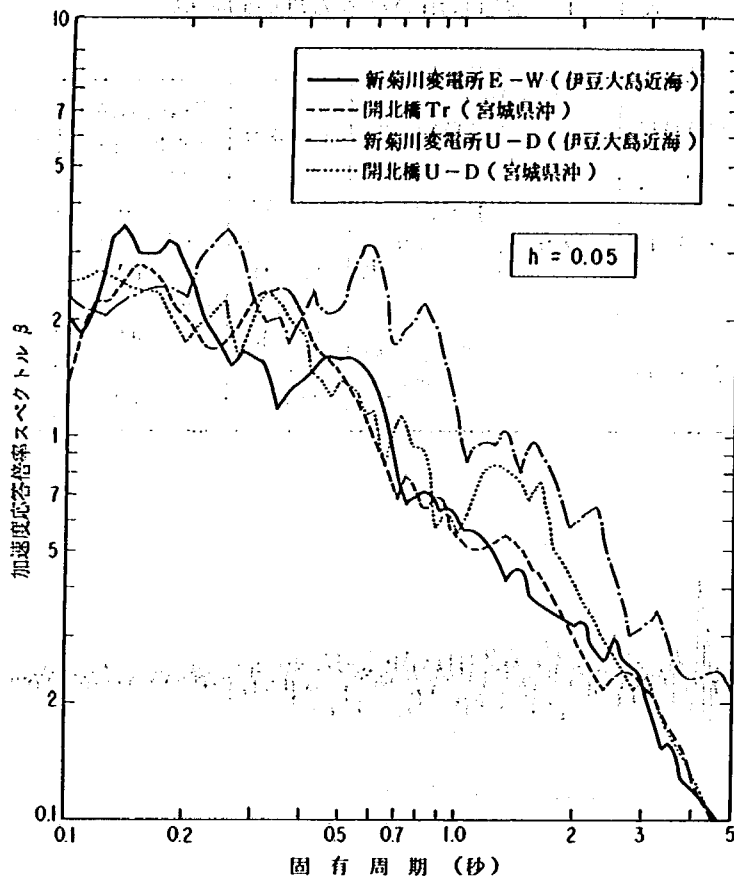


図 4 - 2 入力地震動記録の加速度応答倍率スペクトル β ($h=0.05$)

5. 地震応答解析結果

5.1 応答加速度の分布

図5-1および図5-2はそれぞれ断面-1に対して新菊川記録および開北橋記録を作用させた場合の最大加速度分布を、また、図5-3および図5-4はそれぞれ新菊川記録を作用させた場合の断面-2および断面-3の最大加速度分布を示したものである。これらの結果から、水平方向の最大加速度の分布に関しては、以下の特徴が指摘される。

(i) 最大加速度は、地山内においては、おおむね基盤面に平行に増幅されている。

(ii) しかしながら、表土、崖錐層のある程度厚い箇所、たとえば、道路上方の切取斜面の上端部付近、および、路肩下の斜面、においては最大加速度は斜面の法勾配におおむねそった形で大きく増幅されている。

(iii) (ii)の中でも、路肩付近の斜面における最大加速度の増幅が著しく大きい。新菊川記録を作用させた場合を例にとれば、この箇所における断面-1, 2, 3の最大加速度はそれぞれ674 gal, 788 gal, 646 gal となっている(表5-1参照)。これは、斜面形状の影響とともにこの部分における表層および崖錐の剛性が図1-5～図1-7に示したように、他に比較して相対的に小さいためと考えられる。

表5-1 道路の上下における最大加速度値(新菊川記録を作用させた場合)

箇所	方向	断面-1	断面-2	断面-3
道路上方切土 斜面の上端	水平加速度	318	300	300
	鉛直加速度	130	143	130
路肩付近	水平加速度	674	788	646
	鉛直加速度	336	423	340

(iv) 断面-1, 2, 3の間で最大加速度の分布に関して基本的な違いは認められない。しかしながら、新菊川記録の場合をみると、いずれの断面の場合も切土面の上端において最大加速度が300 gal程度となっている。このことは、断面-1では道路面から上方に18 m程度離れた点において300 galの加速度が生じるのに対して、断面-2および3では、それぞれ道路面から12 m, および15 mの点で300 galの加速度が生じることを示しており、切土面全体としての振動が後者の2ケースの場合には大きいことを示している。なお、道路面の谷側の最大加速度は、いずれの断面の場合にも240 gal程度となっている。

また、鉛直方向の最大加速度に関しては、以下の事項が指摘される。

(i) 最大加速度の増幅度に関する特徴は、上記の水平方向最大加速度の場合と基本的に同じである。

(II) 道路周辺の地山においては、水平方向最大加速度に対して鉛直方向最大加速度はその 30% 程度である。これは、基盤に作用させた入力加速度の水平と鉛直の比が 3 : 1 であることから考えて、両方向成分の増幅率に基本的な違いがないことを示している。しかし、表 5-1 に示したように、加速度の集中する道路上方切取斜面の上端部付近および路肩付近においては、最大水平方向加速度に対する鉛直方向加速度の比は 40~54% となっており、このような箇所においては鉛直方向の方が水平方向よりも基盤地震動に対する増幅率が大きいことを示している。

5.2 最大せん断ひずみおよび最大せん断応力の分布

図 5-5 および図 5-6 は、それぞれ動的解析によって生じた最大せん断ひずみ、および最大せん断応力の分布を示したものである。これらはいずれも常時のつり合い状態からの動的な変動分を表わしている。表層および崖錐層の最大せん断ひずみの大きさは、これより下方の岩の最大せん断ひずみに比較し、一般に 1 オーダー以上大きい。したがって、ここでは、主として表層および崖錐層に着目し、これらの層を中心として結果を示している。

図 5-5 の結果によれば、動的な最大せん断ひずみは、道路上方の切取斜面から上方、および道路面から下方の斜面、特に、路肩付近において大きく、切取斜面そのものにおいては小さいことがわかる。これは、切取斜面部が強風化岩と言うものの、せん断波速度が 550 m/sec 程度とかなり良好な地盤であるためである。

次に、図 5-7 に示す常時のせん断ひずみおよびせん断応力を図 5-5 および図 5-7 に示した動的なせん断ひずみおよびせん断応力に加えて求めた地震時の最大せん断ひずみおよび最大せん断応力の分布をそれぞれ図 5-8 および図 5-9 に示す。ここで、常時および地震時のせん断応力の合成は以下のように行っている。

常時の最大せん断応力 τ_f^s は、自重のみが作用した場合の斜面の変形を有限要素法により求め、それぞれの要素ごとに次式により計算する。

$$\tau_f^s = \sqrt{\left(\frac{\tau_x^s - \tau_y^s}{2}\right)^2 + \frac{1}{4} \tau_{xy}^s} \quad (5-1)$$

ここで、 τ_x^s 、 τ_y^s 、 τ_{xy}^s は常時の応力である。地震時の状態における応力 $\tau_x^D(t)$ 、 $\tau_y^D(t)$ 、 $\tau_{xy}^D(t)$ は次式で求められる。

$$\begin{aligned} \tau_x^D(t) &= \tau_x^s + \tau_x^d(t) \\ \tau_y^D(t) &= \tau_y^s + \tau_y^d(t) \\ \tau_{xy}^D(t) &= \tau_{xy}^s + \tau_{xy}^d(t) \end{aligned} \quad (5-2)$$

ここで、 $\tau_x^d(t)$ 、 $\tau_y^d(t)$ 、 $\tau_{xy}^d(t)$ は動的解析における時刻 t における動的な応力である。これより地震時の最大せん断応力 τ_f^D は次式で求められる。

$$\tau_f^D = \left| \sqrt{\left(\frac{\tau_x^D(t) - \tau_y^D(t)}{2} \right)^2 + \frac{1}{4} \tau_{xy}^D{}^2(t)} \right|_{\max \text{ for } t} \quad (5-3)$$

図5-8から地震時の最大せん断ひずみの分布に関して以下の特徴が指摘される。

(i) 断面-1(現道)に対して新菊川記録を入力した場合、および開北橋記録を入力した場合を比較すると、両者のひずみ分布は非常によく似ている。すなわち、最大せん断ひずみが 5×10^{-4} 以上となる部分に着目すると、いずれの場合にも、このようなひずみは、道路より上方では切取斜面の上部から斜面に沿う表層・崖錐層、道路より下方では路肩から斜面に沿う表層・崖錐層となっている。このうち、路肩部分では、最大せん断ひずみは 10^{-3} を超している。

(ii) 断面-2(現道拡幅前)の場合には、最大せん断ひずみが 5×10^{-4} 以上となる部分は、切取斜面の上端から 10 m 程度斜面に沿って上方の表層・崖錐層、および、路肩部から斜面に沿って下がる表層・崖錐層である。これを道路の上方について、上記の断面-1の場合と比較すると、断面-2においてせん断ひずみが $2 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-4}$ となる部分(切取斜面の上端部付近)が、断面-1ではそっくり切り取られて存在しないこと、また、切取斜面部のせん断ひずみは、断面-2の方が断面-1よりもやや小さいことがわかる。切取斜面上端部での崩壊の可能性を検討する場合には、この付近で、せん断ひずみの大きい範囲がなるべく狭い方が望ましい。この意味では上述したように断面-1において断面-2の法面勾配をゆるくした効果がはっきり表われているといえることができる。また、道路より下方の最大せん断応力を断面-1および断面-2について比較すると、路肩部において断面-2のひずみが断面-1よりも大きくなっていることがわかる。

(iii) 断面-3は上述した断面-1および断面-2の中間的な傾向を示している。

5.3 すべり係数の分布

地震応答解析の結果に基づき、斜面の安定性をすべり係数で評価する。すべり係数 S_f は次式で示すように土のせん断強度と土に生じるせん断応力との比として定義されている。¹⁴⁾

$$\text{すべり係数 } S_f = \frac{\text{土に生ずるせん断応力 } \tau_{\max}}{\text{土のせん断強度 } \tau_f} \quad (5-4)$$

式(5-4)からわかるように、すべり係数の逆数は一般の安定解析でいう点安全率である。

いま、土に生じるせん断応力および土のせん断強度を主応力 σ_1, σ_3 と C, ϕ で表わすと図5-10のようになる。これより、式(5-4)は次式となる。

$$S_f = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + C \cos \phi} \quad (5-5)$$

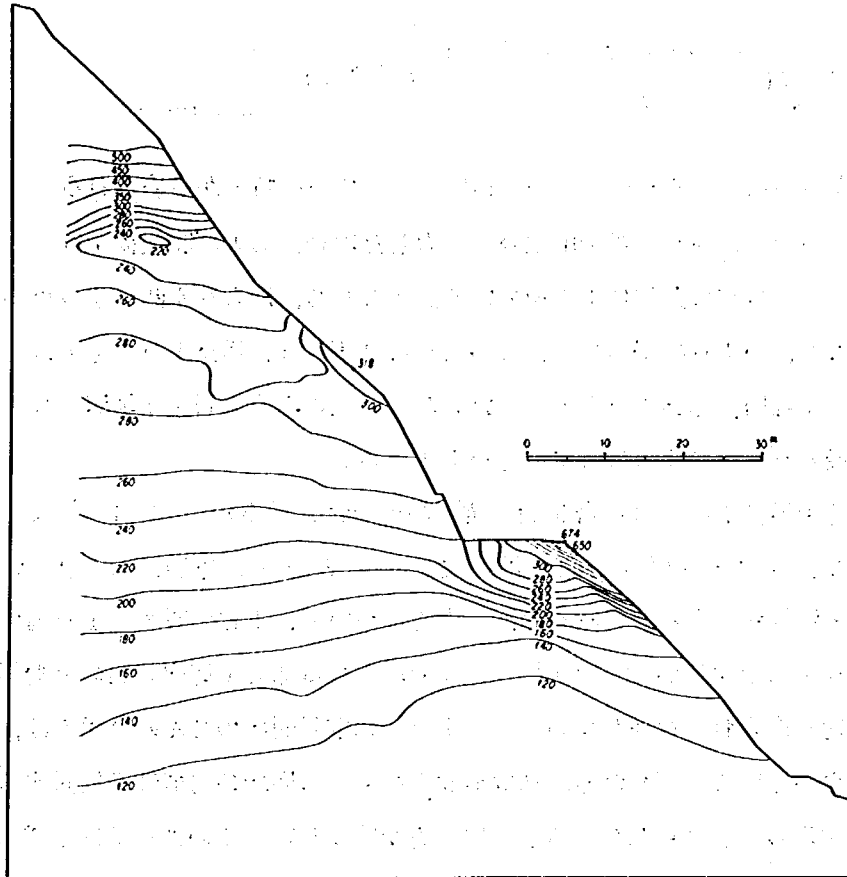


図 5 - 1(a) 断面 - 1 の水平方向最大加速度の分布 (gal) (新菊川記録)

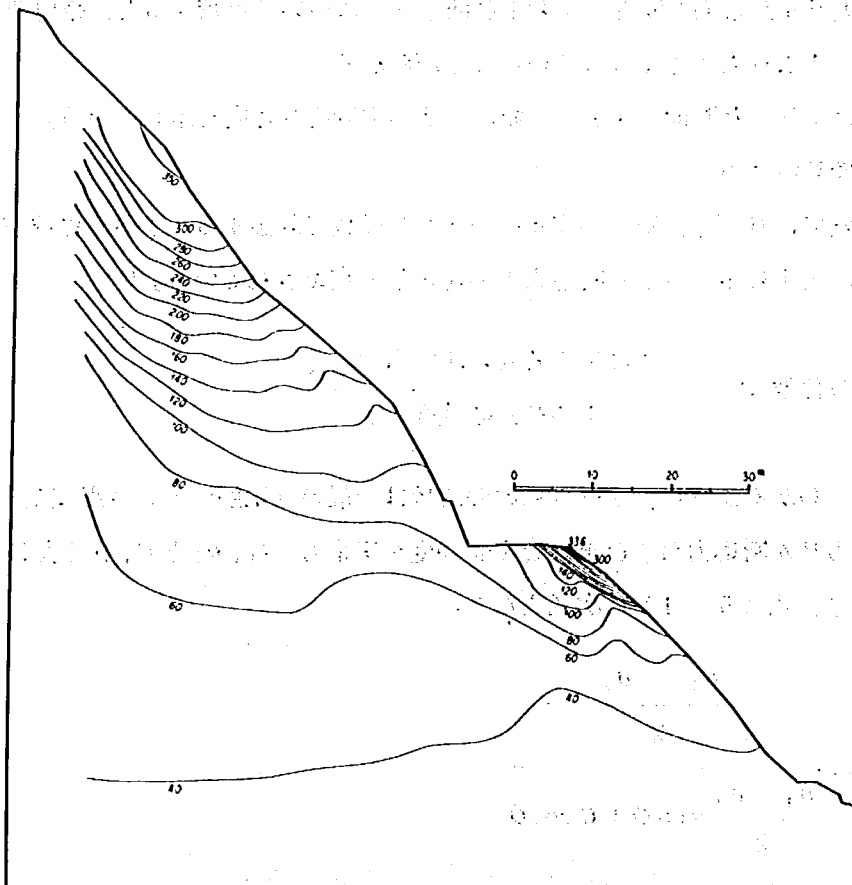


図 5 - 1(b) 断面 - 1 の鉛直方向最大加速度の分布 (gal) (新菊川記録)

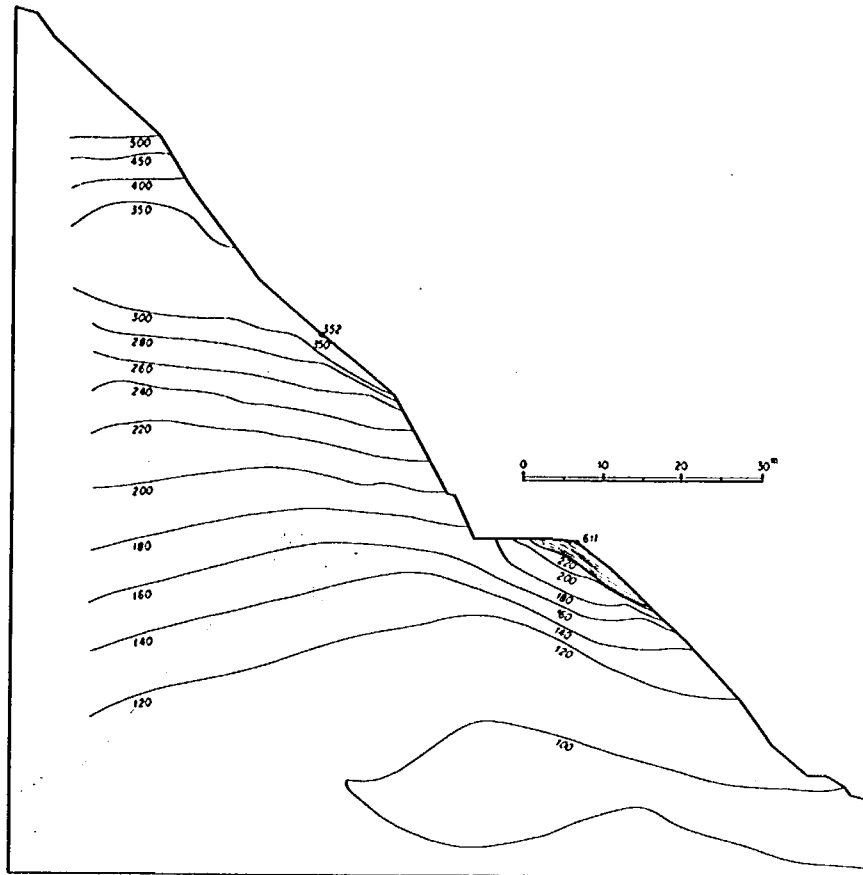


図 5 - 2(a) 断面 - 1 の水平方向最大加速度の分布 (gal) (開北橋記録)

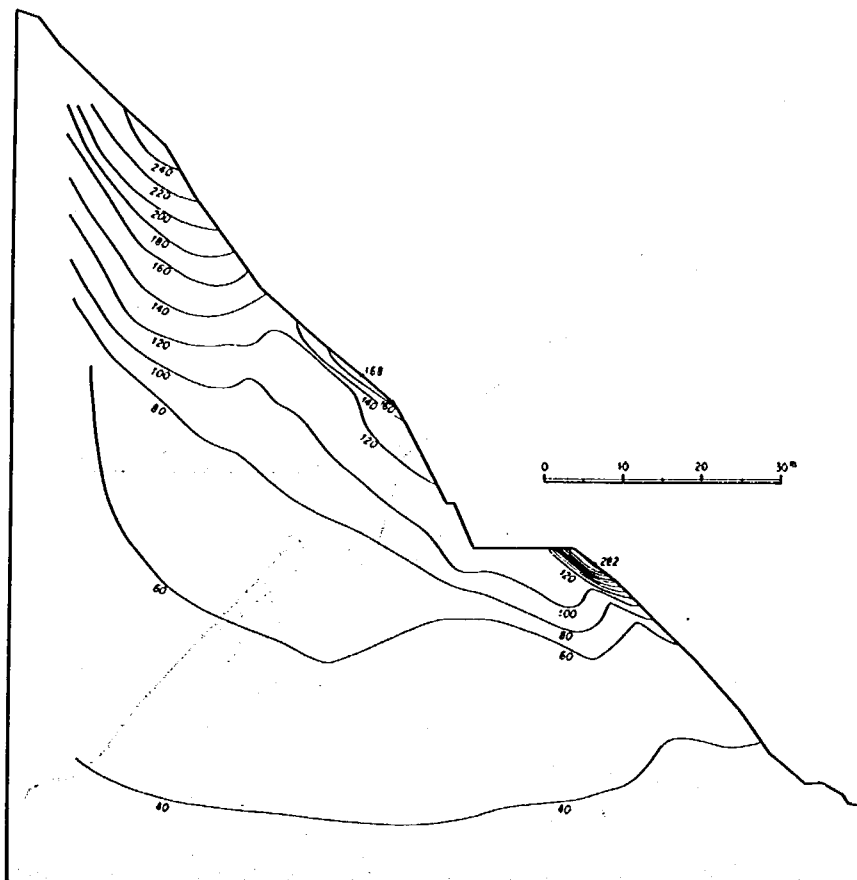


図 5 - 2(b) 断面 - 1 の鉛直方向最大加速度の分布 (gal) (開北橋記録)

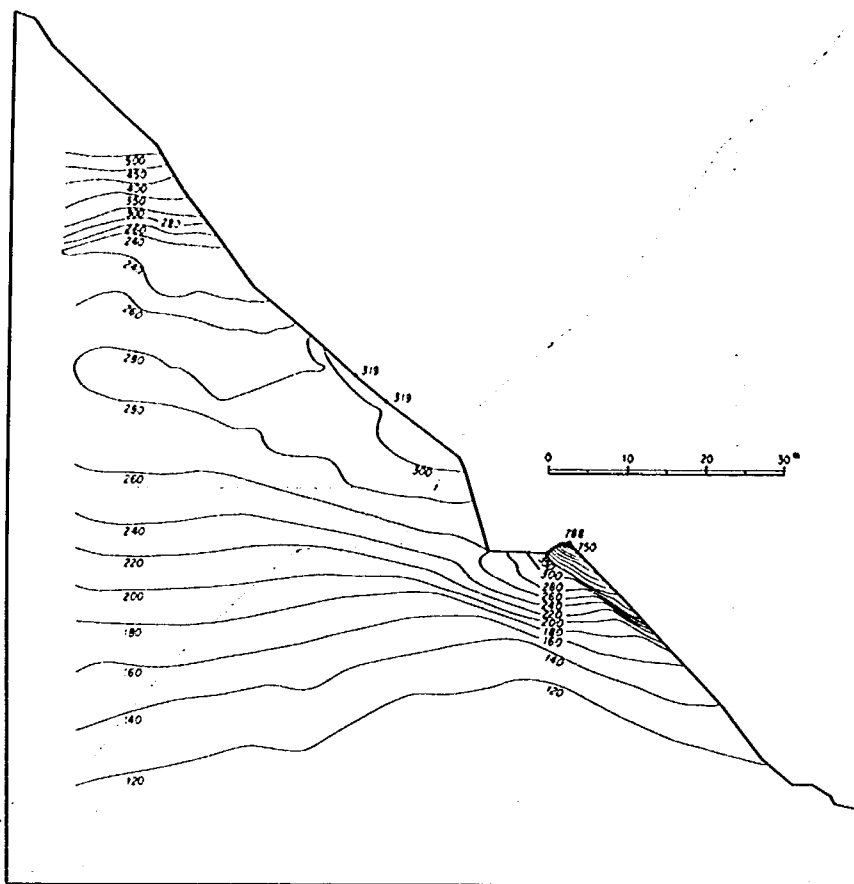


図 5-3(a) 断面 2 の水平方向最大加速度の分布 (gal) (新菊川記録)

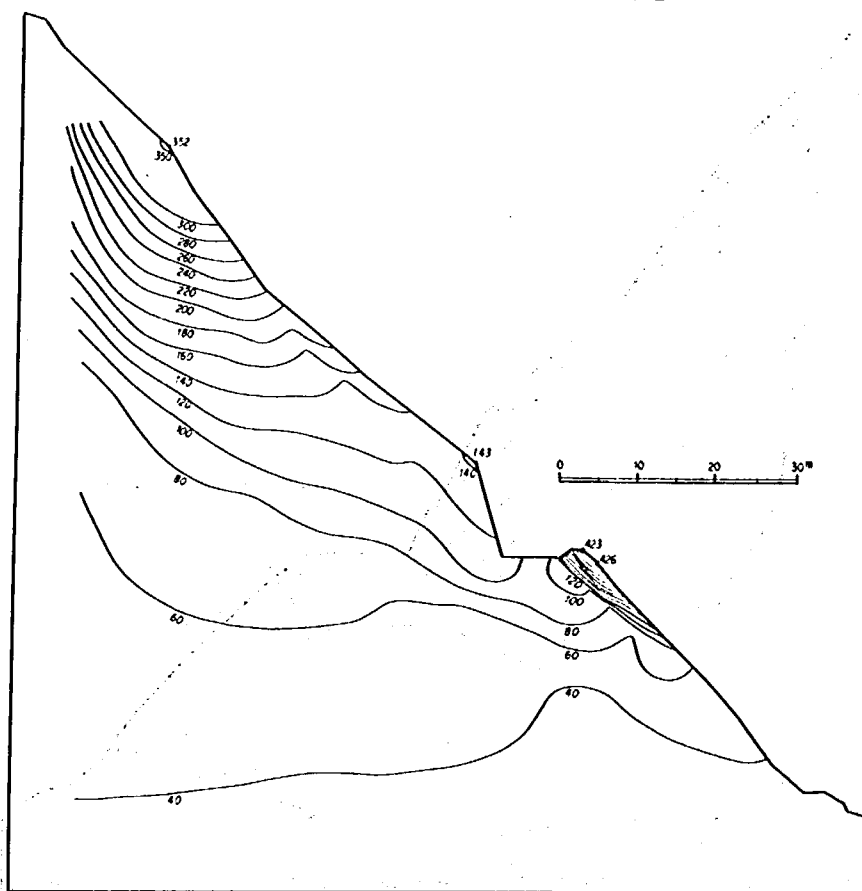


図 5-3(b) 断面 2 の鉛直方向最大加速度の分布 (gal) (新菊川記録)

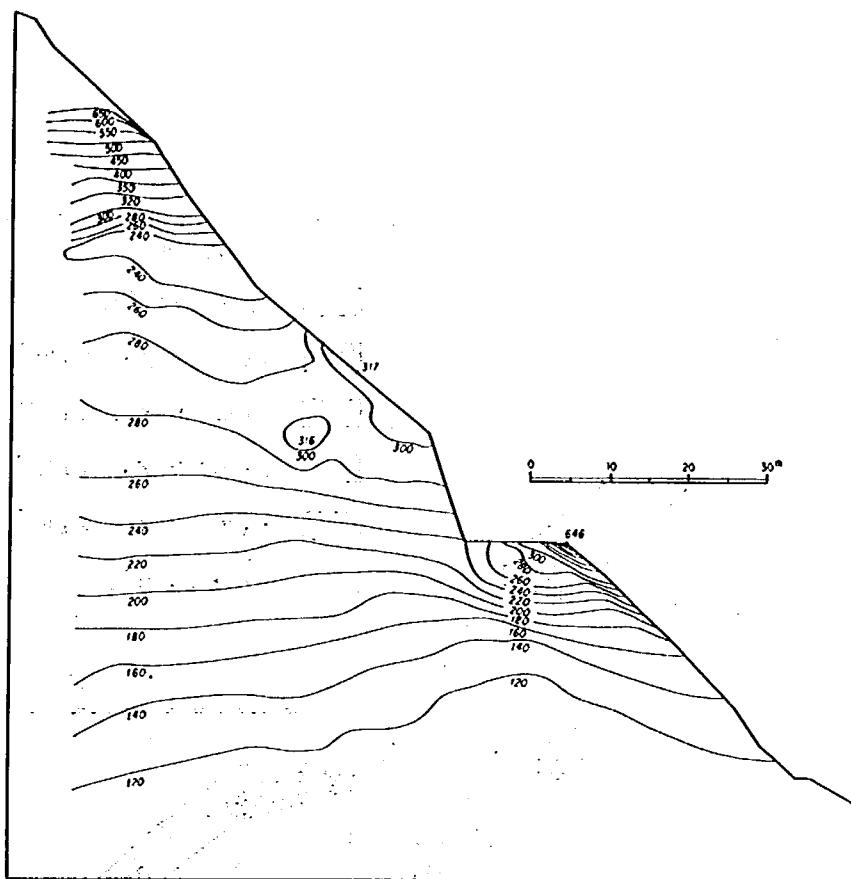


図5-4(a) 断面-3の水平方向最大加速度の分布 (gal) (新菊川記録)

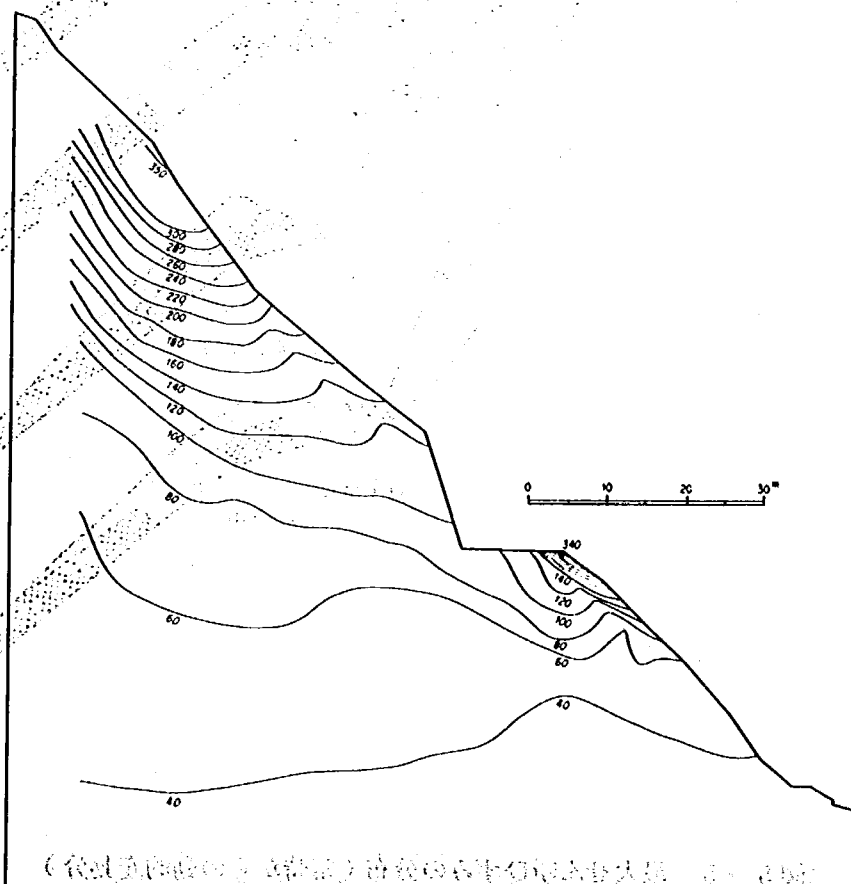


図5-4(b) 断面-3の鉛直方向最大加速度の分布 (gal) (新菊川記録)

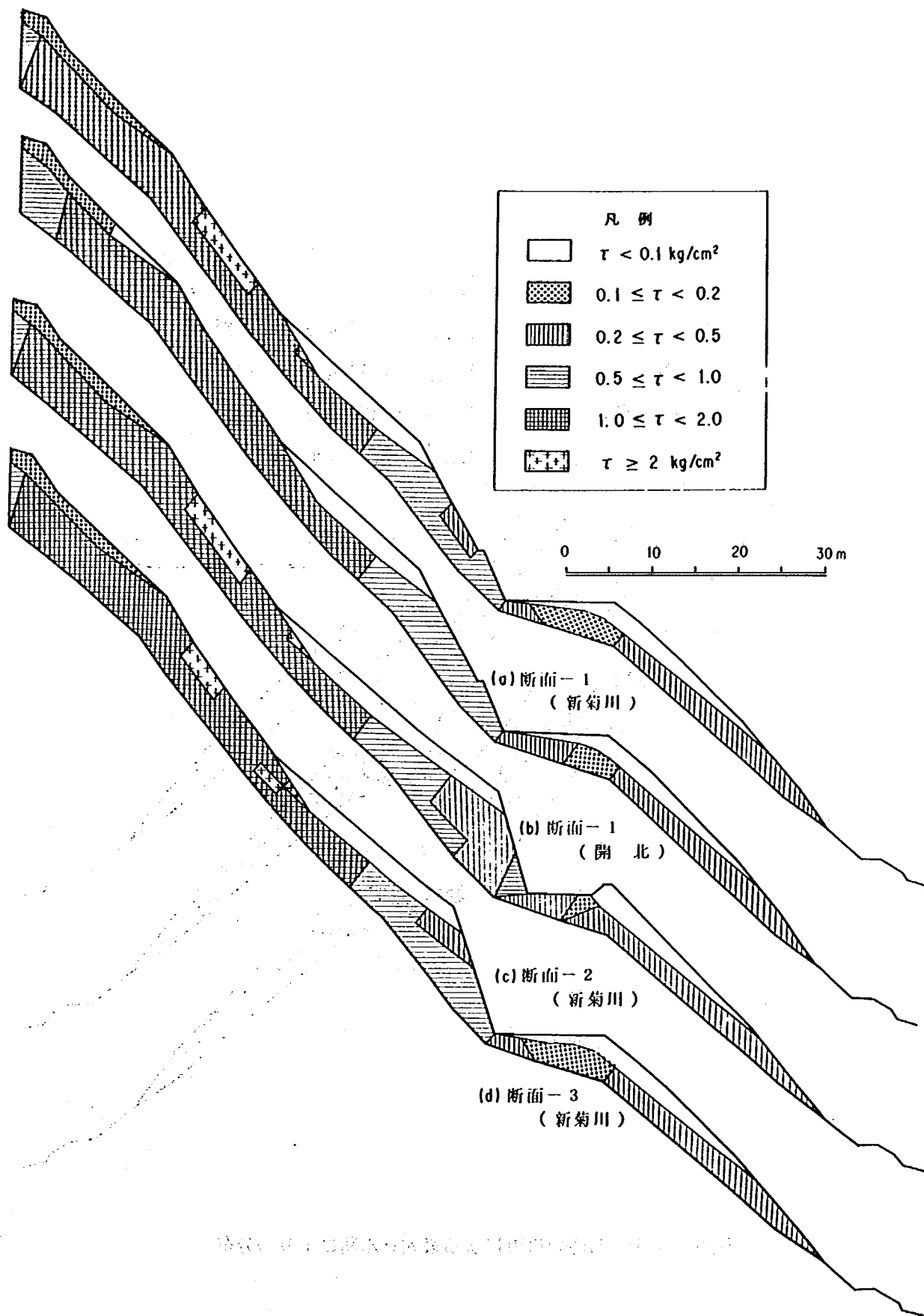


図 5-6 最大せん断応力の分布 (常時からの動的変動分)

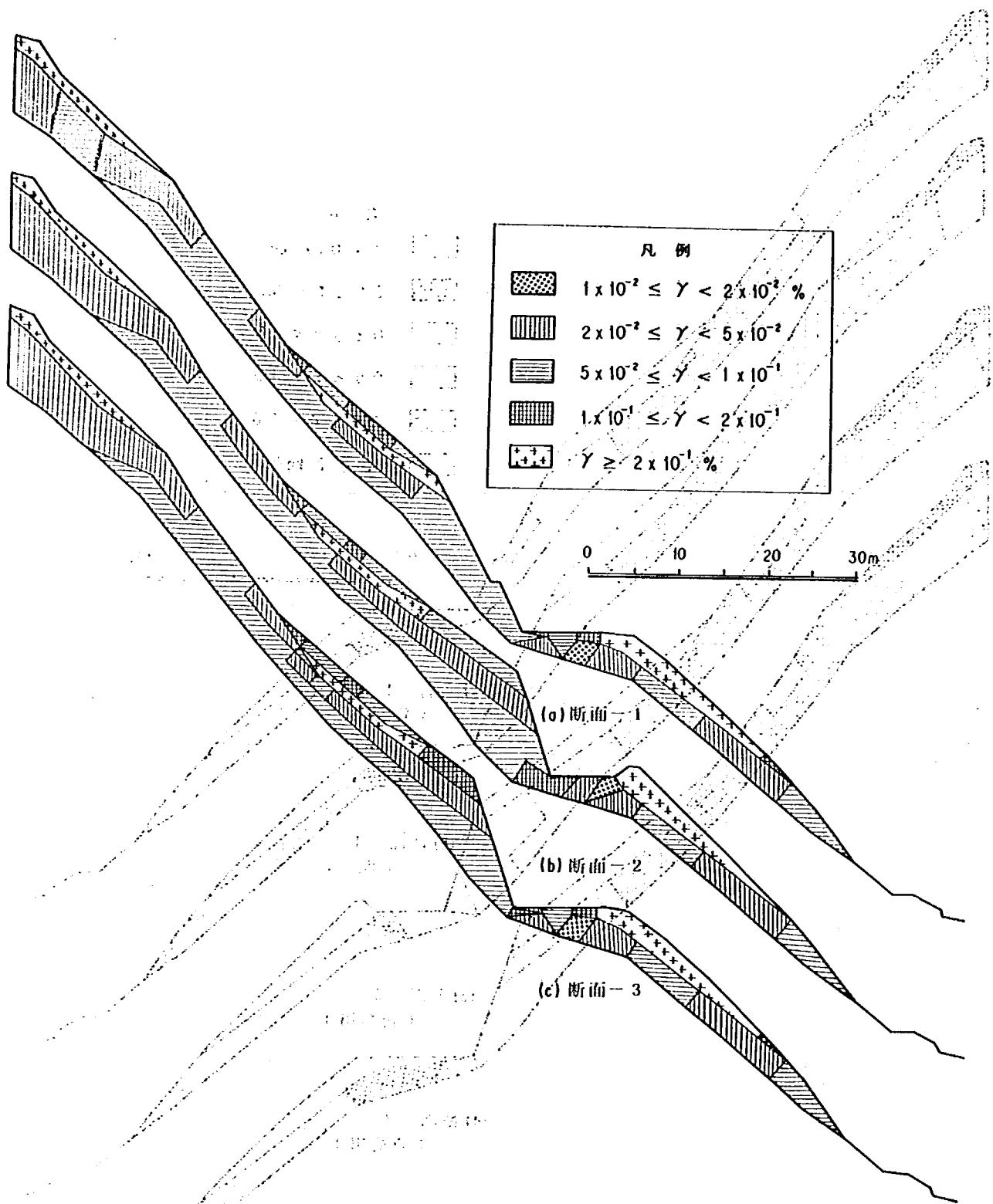


図5-7(1) 常時の自重による最大せん断ひずみの分布

(付録Aの表A-1の値)を以てせん断ひずみの分布を求めた。但し、(a)断面

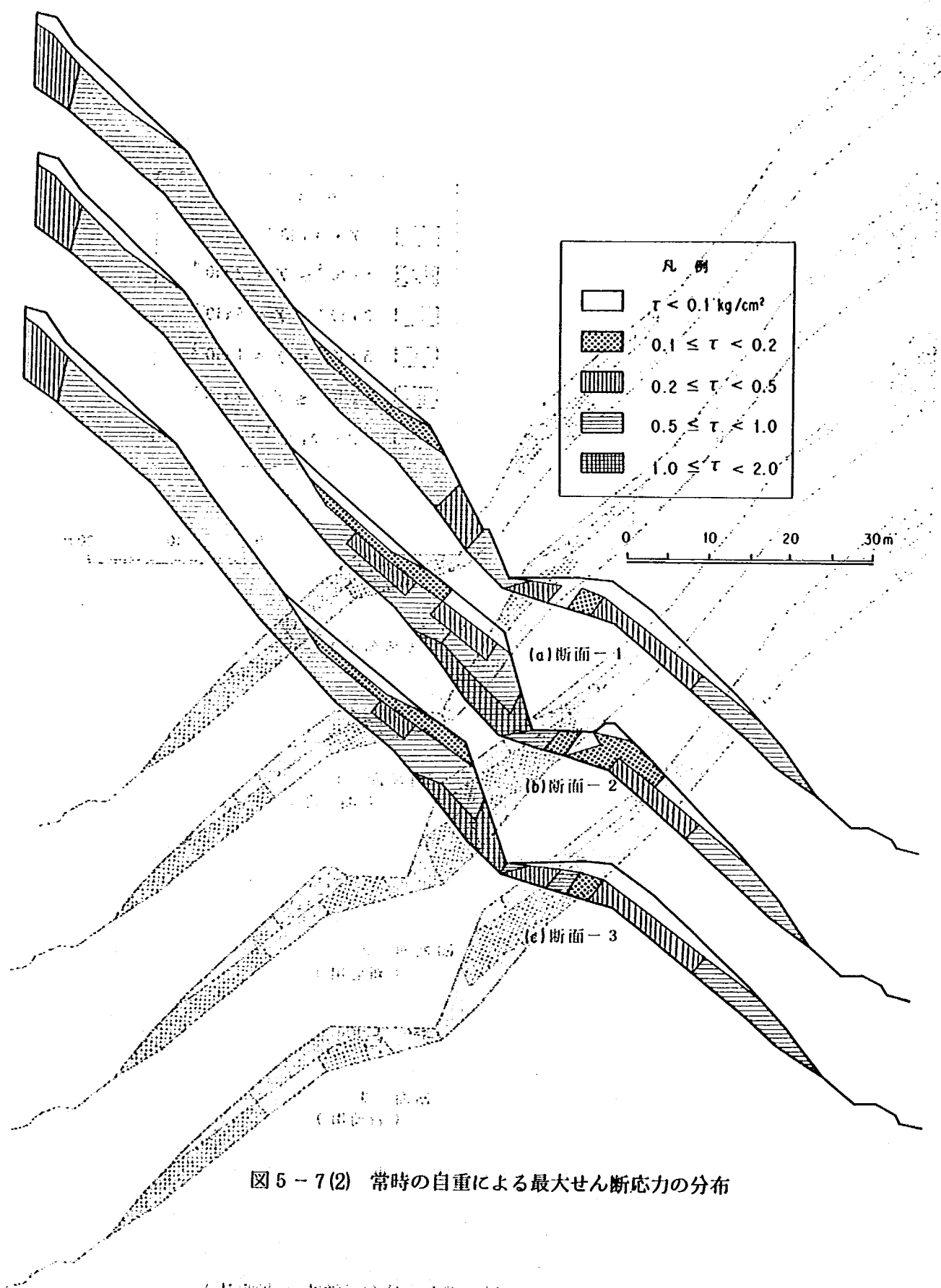


図 5-7(2) 常時の自重による最大せん断応力の分布

(注) 断面 (a) (b) (c) 諸点のせん断応力値は、2-3 図

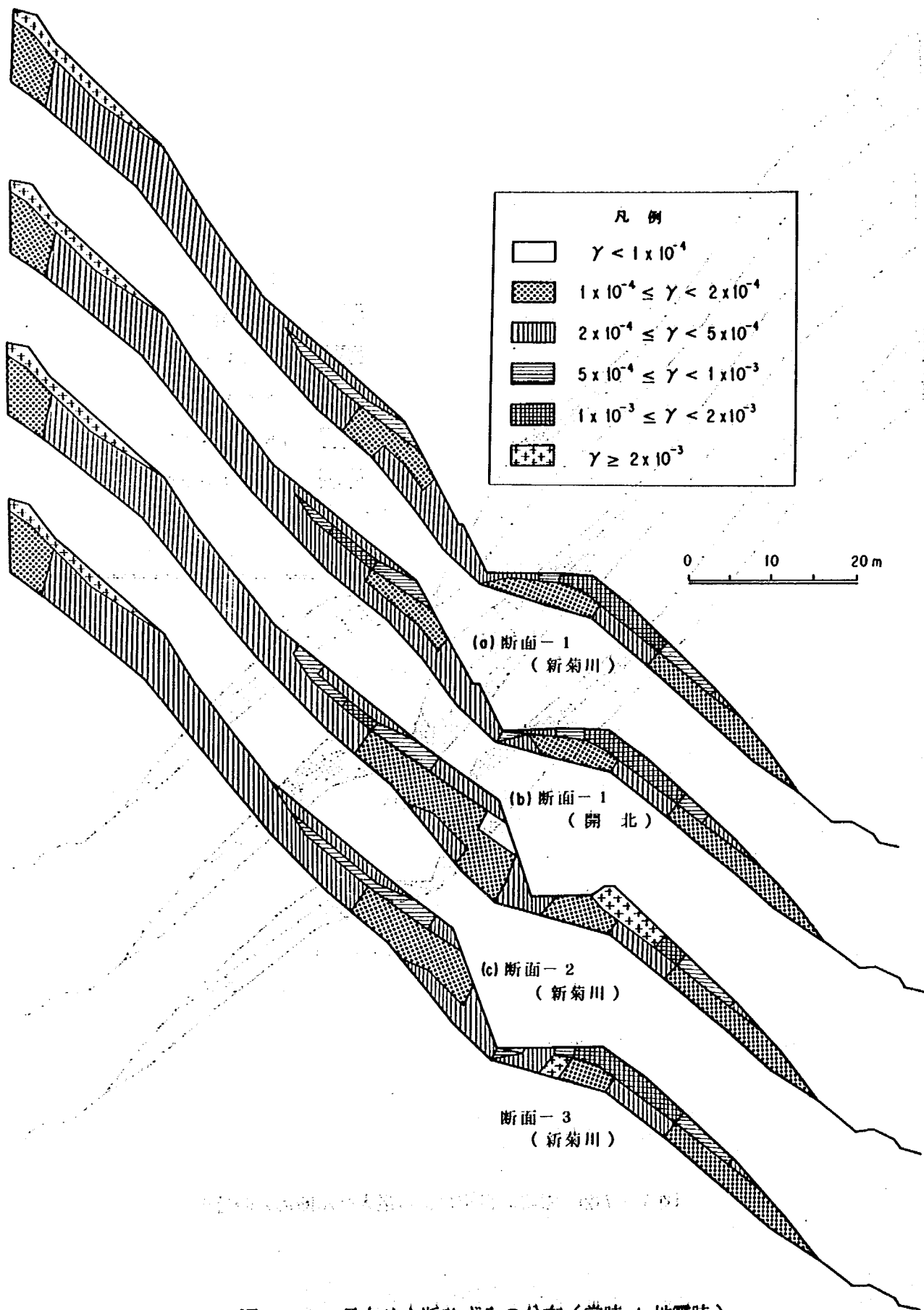


図 5 - 8 最大せん断ひずみの分布 (常時 + 地震時)

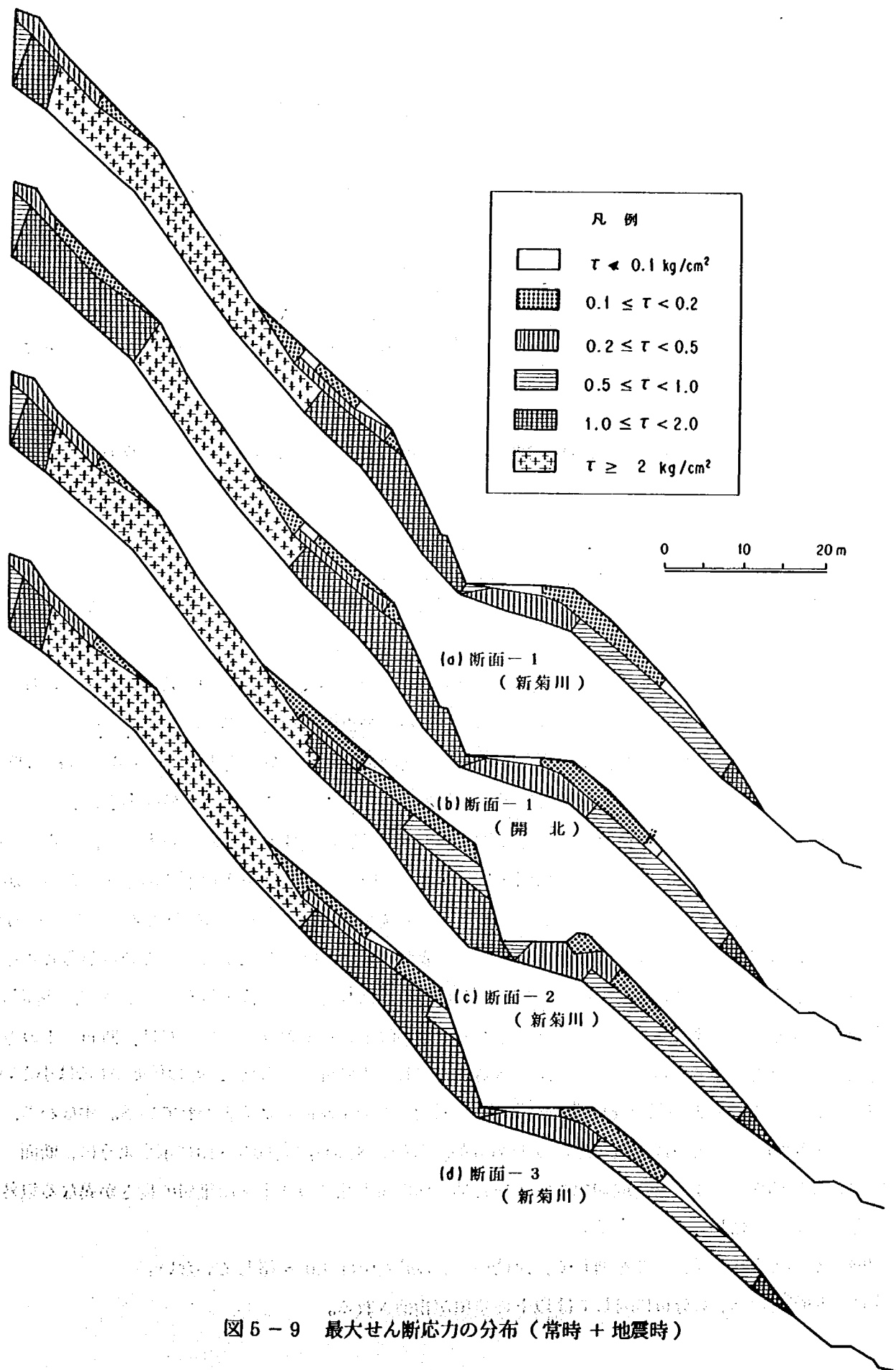


図 5-9 最大せん断応力の分布 (常時 + 地震時)

ここで σ_1 は最大主応力、 σ_3 は最小主応力である。前節の応力の合成の際に計算されている値は各要素ごとの σ_x 、 σ_y 、 σ_{xy} τ_{max} の最大値である。したがって各々の成分で最大値が生じる時刻が必ずしも同一ではないため、これらの値から直接 σ_1 と σ_3 を計算することはできない。そこでここでは、 σ_y 、 σ_{xy} 、 τ_{max} がほぼ同時刻に最大値をとると仮定して、これらの値に適合するように σ_x を定め、次式により σ_1 、 σ_3 を求めた。

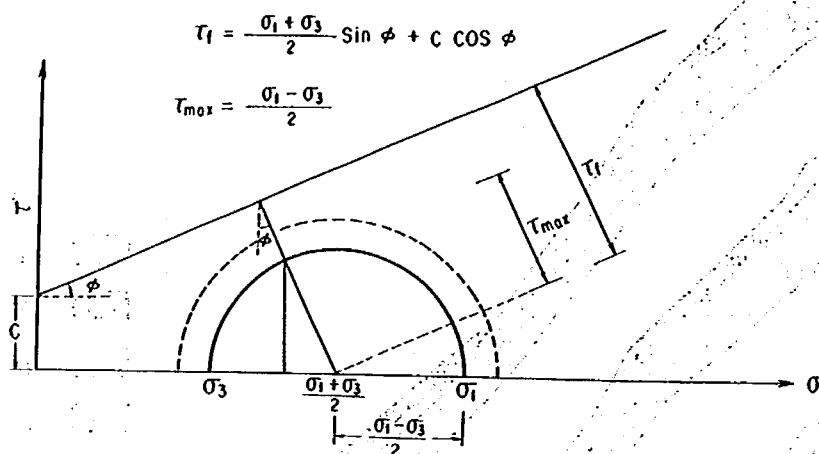


図5-10 最大せん断応力 τ_{max} とせん断強度 τ_f の関係

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (5-6)$$

このようにして求めたすべり係数 S_l を図5-11(常時)および図5-12(地震時)に示す。これらの結果より、まず常時のすべり係数 S_l の分布に関しては以下の点が指摘される。

- (i) 断面-1では、路肩下の斜面に沿う表土・崖錐層における S_l が一番大きく、0.6～0.8程度となっている。道路上方の切取斜面上端部付近における S_l は0.2～0.4程度で比較的小さい。
- (ii) 断面-2においても、路肩下の斜面に沿う表土・崖錐層における S_l が一番大きく、0.8～1.0となっている。一方、道路上方の切取斜面上端部付近においては S_l は0.2以下であるが、この点からさらに5m程度上部の点から S_l が0.2～0.4となる領域が現われる。この S_l が0.2～0.4となる領域が現われる点は、上記断面-1の場合とほとんど変わっていない。したがって、この点から考えると断面-1および断面-2の法面勾配の違いは S_l の分布にはほとんど影響を与えていないが、法面勾配をゆるくすることにより S_l が0.2～0.4となる領域が限定されており、この分だけ、断面-1の方が断面-2よりも安全であるといえる。ただし、本解析の場合には S_l の値そのものは小さい。
- (iii) (ii)に示した法面勾配の違いは、断面-3と断面-1の比較にもよく表われている。すなわち、断面-1と断面-3の違いは法面勾配だけであるが、両者の S_l の分布は図5-13に示すように、断面-1においては断面-3よりも切取勾配がゆるいため、切取面上端部の表土・崖錐層の長さが異なる以外はほとんど同一の結果となっている。

(iv) 断面-1、-2、-3を通して、常時の S_l の最大値は1.0を超していない。
次に、地震時の S_l の分布に関しては以下の事項が指摘される。

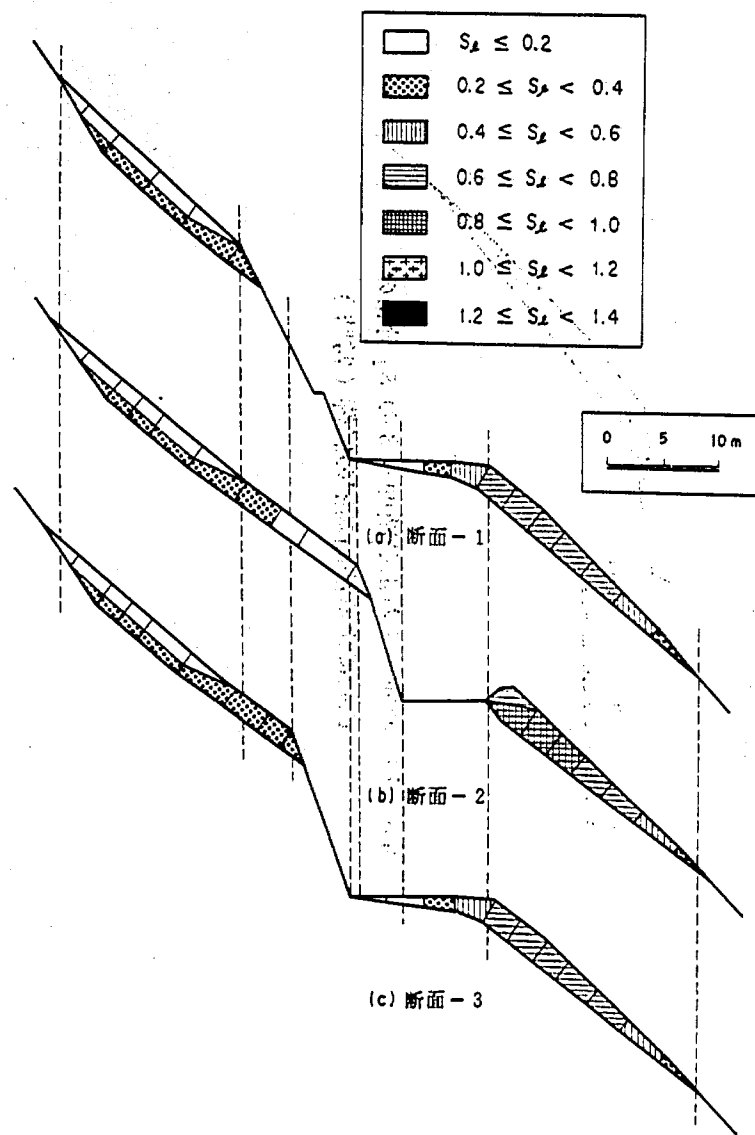


図 5 -11 すべり係数の分布 (常時)

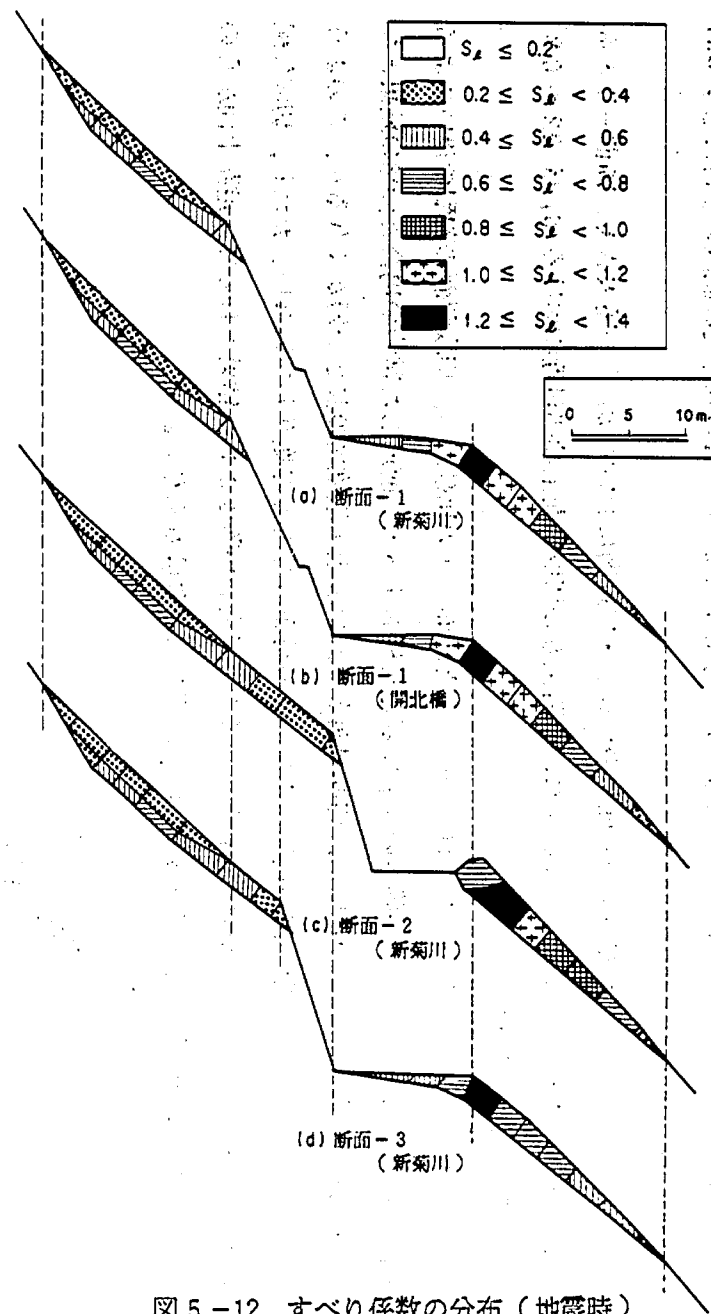


図 5 -12 すべり係数の分布 (地震時)

(i) 断面-1では、路肩下の斜面に沿う表土・崖錐層における S_t が一番大きく、1.0～1.4 程度となっている。これに対し、道路上方の切取斜面上端部付近における S_t は 0.2～0.8 程度であり、比較的小さい。このような傾向は、新菊川記録および開北橋記録のいずれの入力地震記録の場合にも基本的に同じである。

(ii) 断面-2においても路肩下の斜面に沿う表土・崖錐層において S_t が一番大きく、断面-1と同様に 1.0～1.4 程度となっている。また、道路上方の切取斜面上端部付近における S_t は 0.2～0.8 程度であり、比較的小さい。

(iii) 断面-1と断面-2、もしくは、断面-1と断面-3の比較から、切取斜面の勾配の違いによる切取斜面上端部付近の表土、崖錐層の S_t の変化を検討すると、前述した常時の場合と同様の結果となる。すなわち、切取勾配がゆるいと、切取斜面上端部の表土・崖錐層の長さが短くなるが、このような箇所を別にすれば、切取勾配の違いにより S_t の分布はほとんど変化していない。ただし、切取勾配をゆるくすることにより、切取斜面上端部の崩壊可能土層が除去され、結果としては、道路上面からの崩土に対する安全性が高まっていることには注意しなければならない。

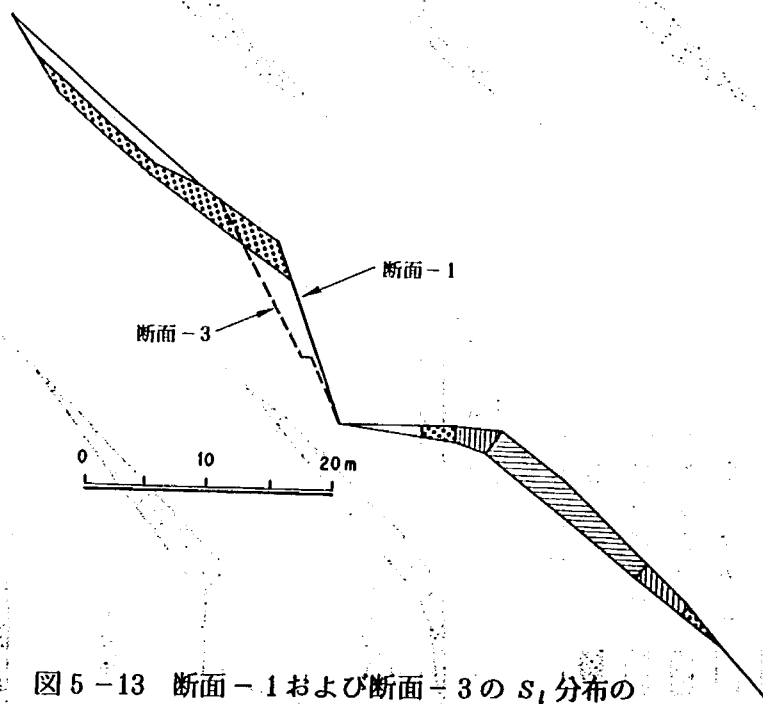


図5-13 断面-1および断面-3の S_t 分布の比較による法面勾配の影響(常時)

6. すべり面法による安定性の検討

6.1 すべり面法による安定解析手法の概要〔14〕

本解析で用いた Janbu の方法は、Bishop 法を一般すべり面の解析に適するように Janbu によって拡張されたものであり、複合すべり面法の一つである。この方法は、図6-1のように斜面が任意の形のすべり面に沿ってすべるものと仮定し、この土塊を任意の細片に分割し、まず、そのうちの一つの細片を取り出して力の釣り合いを考え、次に、すべり土塊全体について安全率を計算する方法である。なお、地震力と

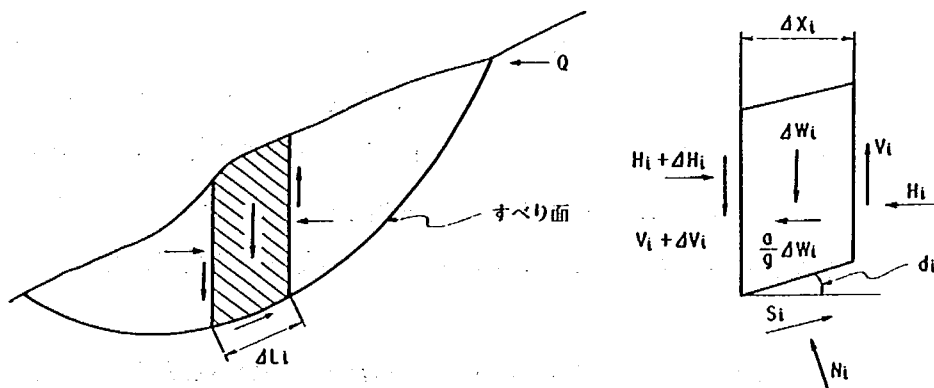


図 6-1 Janbu によるすべり解析のモデル

しては各細片に水平荷重 $(a/g) \cdot \Delta W_i$ を加えるという石原らの方法⁷⁾(ここではこの方法を以下 Janbu 式と呼ぶことにする)を用いた。ここで、 a は地震による水平方向加速度〔gal〕である。図6-1中の ΔW 、 S_i 、 N_i 、 α_i は各細片の重量、せん断力、垂直反力、すべり面の傾きを表わし、 g は重力加速度、 ΔH_i 、 ΔV_i はそれぞれ水平、垂直方向の不静定内力である。

安定率 (F_s) を求める式の誘導の詳細は参考文献⁷⁾に譲るが、土塊の粘着力を C' 、内部摩擦角を ϕ' とし、すべり土塊の上部に働く水平力等の外力 Q をゼロ、また、 $\Delta V_i = 0$ とした場合の安全率は以下の式で表わされる。

$$F_s = f_0 \frac{1}{\sum \frac{a}{g} \Delta W_i + \sum \Delta W_i \cdot \tan \alpha_i} \cdot \sum \frac{C' \Delta L_i \cos \alpha_i + (\Delta W_i - U_i \Delta L_i \cos \alpha_i) \tan \phi'}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}{F_s} \right)} \quad (6-1)$$

式中の f_0 は図6-2のようにすべり面の始端と終端を結ぶ直線距離 L と、この直線からすべり面までの最大距離 d との比 d/L により、図6-3から求められる補正係数である。また、 U_i は各細片のすべり面での間隙水圧であるが、今回の計算では、すべて $U_i = 0$ とした。

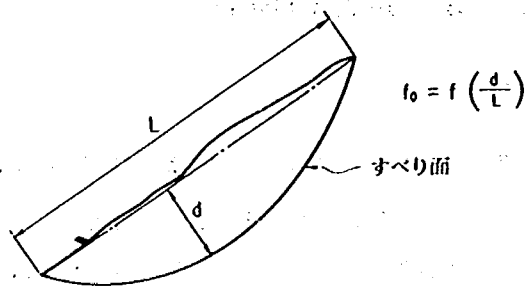


図6-2 すべり面の形状(d/L)

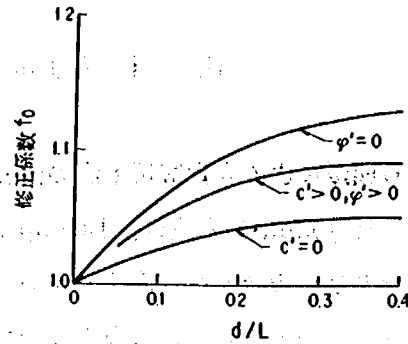


図6-3 すべり面の形状(d/L)と補正係数(f_0)との関係

6.2 安全性の検討

Janbuの方法によって安全率を計算したのは図6-4に示す6断面である。これらは、斜面の形状および地盤調査結果に基づき、従来の経験からすべりやすいと判断して定めたものであり、道路の上方の切取斜面の上部の表土・崖錐層(すべり面①)、および、路肩下方の斜面に沿う表土・崖錐層(すべり面⑩)とした。なお、すべり面は表土・崖錐層と強風化岩層との境界面とした。これは、昨年度の検討で、崖錐層内において著しく強度が変化しない限り、崖錐層の底面からすべるという結果になったことに従ったものである。¹⁴⁾

すべり土塊に加わる水平加速度は前章の地震応答解析で求めた値を用いることとしたが、鉛直方向の加速度についてはここでは考慮しないこととした。すべり土塊は任意の大きさのスライスに分割するが、これらは、地震応答解析で仮定した節点位置とは必ずしも対応しない。したがって、このような場合には、応答加速度が節点位置間で線形に変化すると仮定してスライスの4つの端点での加速度を求め、次に、これらを単純平均した値をスライス重心における加速度値とみなすことにした。

このようにして式(6-1)により求めたすべりに対する安全率を表6-1に示す。ここで、土の強度定数は前章においてすべり係数の算定に用いたと同じ表2-1の値を用いた。この結果によれば、以下の点を指摘することができる。

(i) 常時における安全率は、断面1~3のいずれのすべり面(すべり面①およびすべり面⑩)の場合にも1.0以上となっている。ただし、すべり面①の安全率が3.4~3.5であるのに対し、すべり面⑩の安全率は1.3~1.4となっている。

(ii) 地震時における安全率は、いずれの場合(入力地震動、断面、による差は少ない)も、すべり面①では1.8~1.9であるのに対し、すべり面⑩では0.87~1.0となっている。

(iii) いま、安全率の逆数としてすべり係数を求め、これを図5-11および5-12に示した地震応答解析から求めたすべり係数(図5-11、5-12に示したすべり係数のうち、図6-4に定めたすべり範囲にあるすべり係数の最大のランクの値で示した)と比較すると、表6-2および図6-5のようになる。両者にはよい相関があり、Janbuの方法で求めたすべりに対する安全率は、全体として図5-11および5-12に示した地震応答解析によるすべり係数の分布とよく一致していることがわかる。

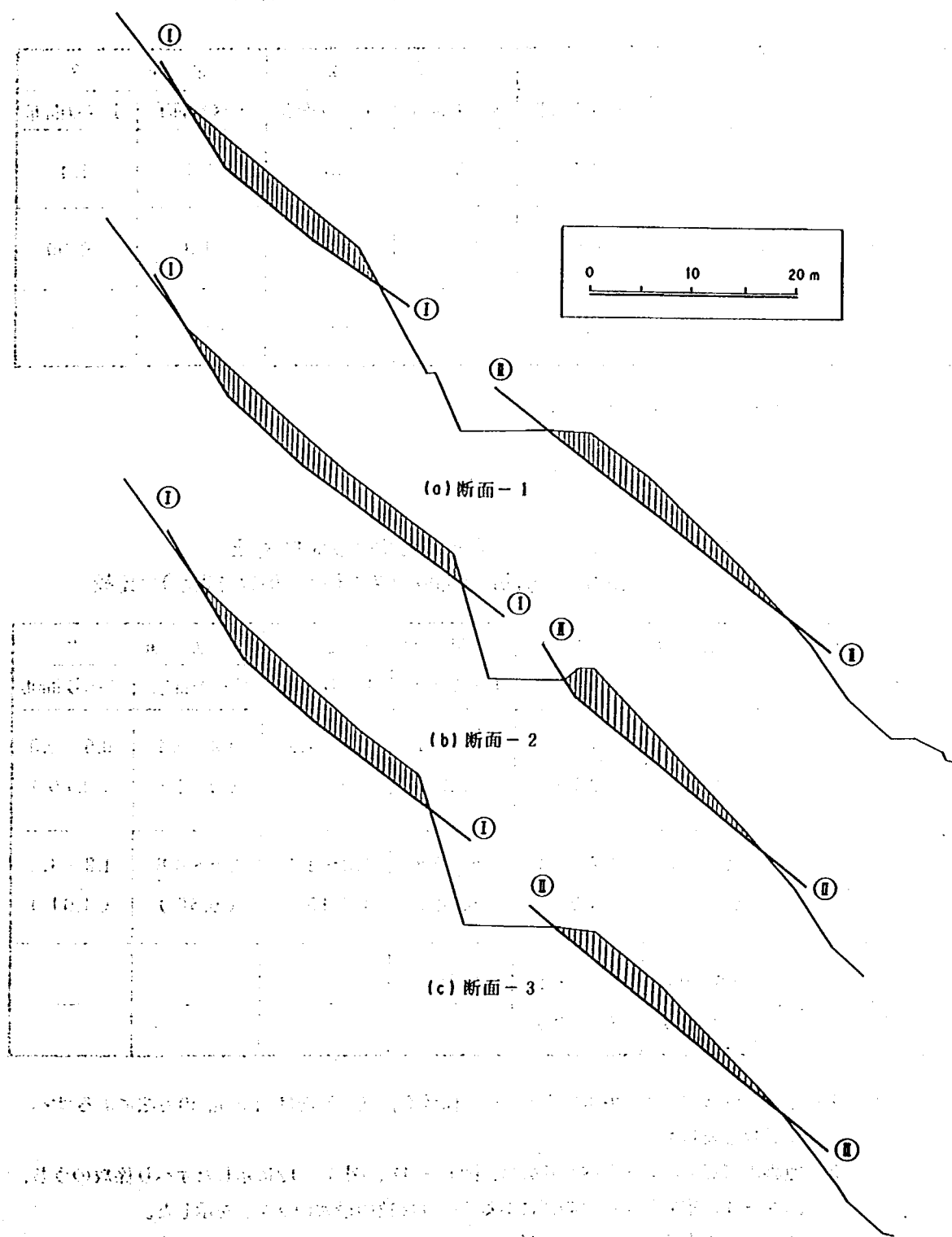


図6-4 すべり面法における想定すべり面

表 6 - 1 Janbu の方法によりすべりに対する安全率

断面 常時, 地震時		断面 - 1		断面 - 2		断面 - 3	
		すべり面①	すべり面②	すべり面①	すべり面②	すべり面①	すべり面②
常 時		3.4	1.4	3.5	1.3	3.4	1.4
地震時	新菊川記録	1.8	0.96	1.9	0.87	1.8	0.99
	開北橋記録	1.8	1.0	—	—	—	—

(注) すべり面①, ② は図 6 - 1 参照

表 6 - 2 地震応答解析から求めたすべり係数 S_i と
Janbu の方法による安全率(すべり係数で表示)の比較

断面 常時, 地震時		断面 - 1		断面 - 2		断面 - 3	
		すべり面①	すべり面②	すべり面①	すべり面②	すべり面①	すべり面②
常 時		0.2~0.4 (0.29)	0.4~0.6 (0.70)	0.2~0.4 (0.28)	0.8~1.0 (0.75)	0.2~0.4 (0.30)	0.6~0.8 (0.70)
地震時	新菊川記録	0.6~0.8 (0.55)	1.2~1.4 (1.04)	0.6~0.8 (0.54)	1.2~1.4 (1.15)	0.6~0.8 (0.56)	1.2~1.4 (1.01)
	開北橋記録	0.6~0.8 (0.56)	1.2~1.4 (0.99)	—	—	—	—

(注) 1) () 外は地震応答解析によるすべり係数を, () 内は Janbu の方法によるすべり係数を表わす。

2) 地震応答解析によるすべり係数は, 図 5 - 11, 図 5 - 12 に示したすべり係数のうち, 図 6 - 4 に定めたすべり範囲にあるすべり係数の最大のランクを示した。

3) Janbu の方法によるすべり係数は, 表 6 - 1 の安全率の逆数として求めた。

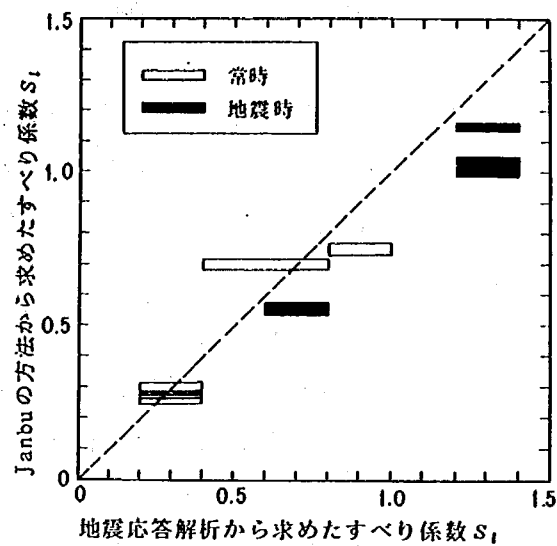


図 6-5 地震応答解析から求めた S_l と Janbu の方法による安全率 (すべり係数で表示) の比較

7. 結 論

静岡県庵原郡芝川町地区の国道 52 号線沿い斜面を対象として、地震応答解析により斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行った。本解析の結果は以下のようにまとめることができる。

(1) 1978 年伊豆大島近海地震 ($M = 7.0$) による新菊川変電所構内の記録を水平方向の最大加速度が 100 gal (鉛直方向の最大加速度は水平方向の $1/3$) として作用させた場合の解析斜面 (現道, 断面 - 1) のすべり係数は、道路上方の切取斜面上端部の表土・崖錐層において、0.8 程度、路肩部付近の表土・崖錐層において 1.4 程度となった。1978 年伊豆大島近海地震により斜面崩壊を生じた静岡県賀茂郡河津町梨本地区の主要地方道修善寺下田線沿いの斜面の解析では、本解析と同一の入力地震動 (ただし、この場合には鉛直方向の入力地震動は考慮されていない) のもとで、すべり係数が 1.5 ~ 2.0 以上の箇所では崩壊を生じている。このような点を考えると、本解析斜面では、1978 年伊豆大島近海地震による震源域で生じたと考えられる地震動程度に対しては、道路上方の切取斜面上端部の表土・崖錐層の崩壊は生じる可能性は少ないと考えられる。また、路肩部付近の表土・崖錐層については、表層部がわずかにすべる可能性があるものの大規模な崩壊とはならないと考えられる。

また、駿河湾中央部でマグニチュード 8 程度の地震を想定して、1978 年宮城県沖地震 ($M = 7.4$) による開北橋近傍地盤上の記録を作用させた解析も行ったが、この結果として得られたすべり係数の分布は、上記の新菊川記録の場合とおおむね同じ結果となった。したがって、このような地震に対しても、本解析斜面の耐震性は上記と同程度のものと考えられる。

なお、本解析では考慮していないが、本解析斜面の隣接斜面では、標高 225 m 付近に大きな転石が存在している。このような転石に対する安定性の検討は今後別途実施することが望まれる。

(2) 解析地点周辺は昭和 45 年度の改良工事により山腹斜面を切り取り、路面の拡幅を図るとともに切り取斜面の勾配を 3 割 5 分から 2 割にゆるくしている。このような路面の拡幅および法面勾配の緩和の影響を知るために、現道 (断面 - 1) 以外に、改良工事以前の断面 (断面 - 2) および幅員は現道と同じとし、斜面の勾配だけを改良工事以前の勾配とした断面 (断面 - 3) の 2 ケースを解析した。この結果によれば、切り取斜面の勾配がゆるく、また、道路幅員が広がると、切り取斜面上端部の表土・崖錐層の長さが短くなるが、このような箇所を別にすれば、すべり係数 s_i の分布に及ぼす幅員および斜面勾配の影響は顕著ではない。ただし、切り取斜面をゆるくし、道路幅員を広くすることにより、切り取斜面上端部の表土・崖錐層が除去され、結果としては、道路上面からの崩土に対する安全性は高くなる。

(3) 地震応答解析の結果求められた最大加速度を用いて、石原らにより拡張されたヤンブ (Janbu) の方法により求めた表土・崖錐層のすべり係数 (すべりに対する安全率の指標で、小さいほど安全である) は、地震応答解析から求めたすべり係数の分布とおおむね一致する。

参 考 文 献

- (1) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告Ⅰ——1978年伊豆大島近海地震災害——，道路震災対策委員会，昭和54年3月。
- (2) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告Ⅱ——道路構築物の被災予測に関する研究——，道路震災対策委員会，昭和54年9月。
- (3) 東伊豆道路震災対策検討委員会：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書，昭和54年3月。
- (4) 藤井達也：道路の防災・震災対策，道路，昭和53年9月。
- (5) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究 昭和48年度報告書，昭和49年2月，p. 110。
- (6) 建設省土木研究所：1978年1月伊豆大島近海地震調査概要，土木研究所資料，第1346号，昭和53年2月。
- (7) 石原研而，吉田喜忠，長尾哲：崩壊地における不攪乱試料の強度試験，東伊豆道路震災対策委員会報告書，東伊豆道路震災対策委員会，昭和54年3月。
- (8) 土質工学会：土質調査法，昭和47年3月。
- (9) 松田時彦：富士川谷新第三系地質，地質学雑誌 Vol. 67 No. 2 1961
- (10) 日本道路公団：土の破壊強度と地震動の強さからみた斜面崩壊要因調査，昭和54年3月。
- (11) 日本道路公団：土の破壊強度と地震動の強さからみた斜面崩壊要因調査に関する研究，昭和55年3月。
- (12) 長尾哲，石原研而，村西正実：崩壊斜面から採取した不攪乱試料の不規則荷重載荷時の強度，土木学会35回年次Ⅲ-70 昭和55年9月。
- (13) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，昭和51年8月。
- (14) 建設省土木研究所：地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討 1978年伊豆大島近海地震による梨本地区の斜面崩壊の解析，土木研究所資料1600号，昭和55年7月。
- (15) 岩崎敏男，川島一彦，森本巖：斜面の地震応答特性の一解析，土木学会35回年次学術講演会，昭和55年9月。
- (16) 安江朝光，岩崎敏男，川島一彦，仲野公章：斜面の地震応答特性の解析，土木技術資料，Vol. 23，No. 4，昭和56年4月。
- (17) 大橋昭光，岩崎敏男，川島一彦：墓石の転倒状況から推定した1978年伊豆大島近海地震の地震動強度，土木技術資料，Vol. 20-11，昭和53年11月。
- (18) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録（No. 2），土木研究所彙報，Vol. 33，昭和53年10月。
- (19) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答，土木技術資料，Vol. 21-1，昭和54年1月。

地震応答解析による沿道斜面の
耐震性の検討 国道52号線芝川町
地区の斜面の解析

ISSN 0386-5878
土研資料第1706号
昭和56年3月(1980年)
岩崎 敏彦
高相 義和
木沢 和興

キーワード 斜面, 耐震設計, のり面崩壊

要 旨 本報告は、静岡県庵原郡芝川町の国道52号線沿いの斜面を取り挙げ、数値解析による地震応答解析法により、斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行うとともに、すべり面法による安定性の解析結果との比較を行った結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

40円
を
は
い
っ
て
下
さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1706号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印