土研資料第1529号

土 木 研 究 所 資 料

第12回地質担当者会議資料

昭和54年11月

建 設 省 土 木 研 究 所

地質化学部地質研究室

Copyright © 1979 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director 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なってはならない。

目　　次

まえがき

会議次第 …… 1

出席者 …… 2

赤羽支所長挨拶 …… 5

技術参事官挨拶 …… 6

閉会の挨拶 …… 7

議事および資料

1. 地質年代と土木工事 …… 11
2. 妙高山土石流災害について …… 29
3. 活断層について …… 41
4. 伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について …… 53
5. 火山岩地帯に建設されたダムの基礎処理の実例 …… 83
6. ロックボルト工のトンネルへの応用 …… 89

第12回地質担当者会議議事次第

昭和53年12月1日(金)

虎の門共済会館

9:30～ 9:35	開会の挨拶	土研	地質化学部長	岡本隆一
9:35～ 9:45	挨拶	土研	赤羽支所長	豊島　修
9:45～ 9:55	挨拶	本省	技術参事官	高秀秀信
9:55～10:30	地質年代と土木工事	土研	地質化学部長	岡本隆一
10:30～12:00	妙高山土石流災害について	土研	新潟試験所長	酒井淳行
12:00～13:00	昼　食			
13:00～13:55	活断層について	土研	地質研究室長	菅原　捷
13:55～14:50	伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について	土研	地質研究室主任研究員	桑原啓三
14:00～15:05	休　憩			
15:05～16:00	火山岩地帯に建設されたダムの基礎処理の実例	九州地建	河川部専門官	三浦三郎
16:00～16:55	ロックボルト工のトンネルへの応用	土研	トンネル研究室長	今田　徹
16:55～17:00	閉会の挨拶	土研	地質官	渡　正亮

第12回地質担当者会議出席者名簿

機関名	氏名	所属職名
本省	高秀秀信	大臣官房技術参事官
	大島重利	〃 技術調査官
	土肥規男	〃 〃
	三村清志	河川局河川計画課長補佐
	坂本忠彦	〃 開発課長補佐
	松本忠章	〃 防災課災害対策調査室調査計画係長
	五十嵐武	〃 砂防部急傾斜地保全課長補佐
	多田宏行	道路局国道第一課長
	沢山民季	〃 〃 補佐
	武山光成	〃 地方道課改良第一係長
国土地理院	谷岡誠一	地理調査部地理第一課地理第一係長
建設大学校	小穴博保	建設部主任教官
	上西時彦	測量部印刷課長
東北地建	大木達夫	環境審査官
	芳賀武三	河川部河川計画課技官
	伊勢能久	東北技術事務所材料試験課第一係長
関東地建	大沢武	河川部河川計画課建設専門官
	青木義光	〃
	石黒重紘	道路部道路工事課構造第一係長
	真下裕八	八ツ場ダム工事事務所調査設計課長
	中川安典	宮ケ瀬ダム 〃
	渡辺茂樹	横浜国道工事事務所調査課長
	西山忠雄	高崎工事事務所富岡国道出張所長
	寺沢章夫	甲府工事事務所調査課長
北陸地建	横山雅春	河川部河川計画課技官
	児玉文雄	三国川工事事務所長
	小橋賢治	北陸技術事務所工務課長
中部地建	森成道	企画部企画課企画係長
	西脇恒夫	道路部道路計画第一課調査係長
	平田智弘	中部技術事務所材料試験課第一係長

機関名	氏名	所属職名
	平野　勇	長島ダム工事事務所技官
近畿地建	渡辺徹三	河川部河川工事課砂防係長
	喜多清司	道路部道路工事課構造係長
	鈴木達彦	大滝ダム工事事務所副所長
中国地建	太田　耕	道路部道路計画第二課長補佐
	山本辰雄	八田原ダム工事事務所調査設計課長
	石村敦洞	中国技術事務所研修係長
四国地建	永木　正	企画部建設専門官
	藤崎精久	河川部河川工事課ダム係長
九州地建	三浦三郎	河川部建設専門官
	山本雅史	〃　河川計画課調査第二係長
北海道開発局	根岸正充	土木試験所地質研究室主任研究員
沖縄総合事務局	松隈宜明	北部ダム事務所調査設計課設計第一係長
	福田晴耕	〃　開発調査課開発設計係長
土木研究所	豊島　修	赤羽支所長
	渡　正亮	地質官
	飯田隆一	ダム部長
	山村和也	機械施工部長
	金安公造	道路部長
	岡本隆一	地質化学部長
	菅原　捷	地質化学部地質研究室長
	桑原啓三	〃　地質研究室主任研究員
	神尾重雄	〃　〃　研究員
	中村康夫	〃　〃　〃
	加藤則男	〃　〃　技官
	西岡　正	ダム部ダム構造研究室長
	松本徳久	〃　ダム構造研究室主任研究員
	永山　功	〃　〃　研究員
	北条紘次	〃　フィルダム研究室長
	播田一雄	〃　〃　主任研究員
	近藤　悟	〃　〃　研究員
	水山高久	砂防部砂防研究室研究員
	藤田寿雄	〃　地すべり研究室長
	中村浩之	〃　〃　主任研究員

機関名	氏名	所属職名
土木研究所	安江朝光	砂防部急傾斜地崩壊研究室長
	今田徹	道路部トンネル研究室長
	苗村正三	機械施工部施工研究室研究員
	三木博史	〃　土質研究室　〃
	佐々木康	〃　動土質研究室長
	塩井幸武	構造橋梁部基礎研究室長
	常田賢一	地震防災部振動研究室研究員
	酒井淳行	新潟試験所長
	白石一夫	〃　研究員
	竹村公太郎	企画部ダム計画官

挨　　拶

土木研究所　赤羽支所長　　豊　島　　修

この会議も，今回で12回になるそうでございます。日頃こういう問題に接しておられる方々に，年1回お集まりいただいて，それぞれの問題について討議を行うことは，非常に有意義な事だと思います。

昨今のように，公共事業が盛んになりますと，それを消化する目的もございまして，合理化，基準化が多いに進められております。それは事業の消化あるいは，あるレベル以上のものを作るという意味では非常に意義があるし，又，効果を発揮してきたと思いますけれども，逆にある意味ではそれぞれの技術者の技術力の低下をもたらしているのではないかと，私はかねがね非常に心配しています。経験工学の最たる土木工学に携わっている我々が，そういうことばかりでは寂しいのではないでしょうか。大型の計算機が設置される時代における計算による仕事というものは，非常に結果がきれいに見えますけれども，又，場合によっては個人の技術能力の発揮する場所が段々狭められまして，ある意味では技術屋としては非常に寂しいと言いますか，ある特定の人達だけが独創性を発揮し他の大部分の人は，その人達の敷いたレールの上を走っているということになりかねない訳です。そういう意味では，今日ここにお集まりいただいている地質担当の方々のお仕事というのは受注生産と言うか，それぞれの場所について全て内容の違ったものであります。断層面を調べたり，ボーリングをしたり，あるいは横坑を掘って地中を直接調べることはありますけども，それは一部であり，まして全体の地質がどのようになっているかということにつきましては，やはりある一部の成果から推定しなければなりません。そのものを推定するという行為は技術的に非常に意義がありますし，又，たくさんの経験を要しますし，信用を必要とするものでございます。日頃，この仕事に携わっておられる方のその責任の重大性と又，技術みょうりに生きる楽しみと申しますか，そういうものがあろうかと思われます。

地質に関係する事項の審議，あるいは情報の交換ということで毎年1回皆様に集まっていただいていますが，今日，プログラムを見ましても非常に興味のあるお話しがたくさんあるようでございます。それぞれの話題について充分情報交換をなされると共に納得のできる討論が行なわれ，本日の会議が有意義なものとなることを願いまして，簡単ではございますが挨拶を終らせていただきます。

挨　　拶

技術参事官　高　秀　秀　信

ただいま紹介いただきました官房の高秀でございます。私は11月1日付で発令になりましたが，それまでは関東地建の河川部長を致しておりました。2年ほど河川部長をやり，その前は都市局で流域下水道課長をやっていたのですが，ただいま豊島さんの言われたことを肌をもって感じております。皆さんとは違った意味かもしれないし，私共が育った時代が古いのかもしれませんが，日本の中に占める建設省の施工能力というようなものが相対的に段々下がってきているのではないでしょうか。これは昨今，いろいろ社会状況が複雑になりましていきおい調査，あるいは計画というものの役所に課せられる比重が段々高まって来た為に，相対的に施工ということがおろそかになってきているのではないかと思っております。又，その調査，計画も段々紙の上の調査，検討ということに比重が移りつつあるのではないかと私も心配しております。官房の技術参事官というのは，そういった所の根回しをするところだと私自身はそう思っております。今日，お集まりの皆さんは先ほど支所長のお話しのように一応地質担当者会議となっておりますが，名簿を拝見致しますと我々の現場の第一線で各種の施工に関連する方々もお集まりのようでございます。施工と単純に言いますが最近言われますように学際論議と言いますか，こう言ったものが総合されたものが施工だと思っております。

卑近な例ですが，私共と一緒の鈴木さんが危険物協会へ行かれオイルタンクの検査をやられているわけですが，色々お話しを伺いますと従来はタンクそのものを若干の機械屋さんが検査したということだけでございまして，地盤を含めた全体の安全性というものが見られていなかった為に御存じの水島の事件等がおきた訳でございます。従来から建設省からも何人か行っておりますが，改めて総合力を要求されて，今度前の中部の河川部長，鈴木さんも加えて10名が行っております。次第に外部からそういう技術を建設省の技術屋にも要望されている訳ですが，それに対応する力が備わっていなければいけないのではないかと思っている訳でございます。何も建設省の技術屋が唯我独尊になることはないのですが，まだまだ日本のゼネコンに致しましてもやはり営利追求といいますが研究投資はなされておりますけれども，当面の課題に取りくむのが精一杯だろうと思います。私共は，公的機関に属してる訳ですからできるだけ組織を活用して，我国の為というと少しおおげさになるかもしれませんが総合的な施工能力という面でまだまだ果たすべき分野が多いのではないのかと思っております。今日，お集まりの皆さんは先ほどの話しのように地質担当者となっておりますが，私共が伺っても非常に興味のある事項が含まれています。昨日，一昨日と直轄技術研究会がございましたけれども建設省全体の中で，議論されるような課題が多いのではないかと思っております。地質とその上部に造られる構造物を一体のものとしてとらえた安全性を追及して行かなければならないと思っております。私共の部屋からも今日の会議に何人か出席しておりますが，今後とも皆さんと御相談をしながら，このような面を前進させて行きたいと思っていますのでよろしくお願い致します。できるだけこういう学問的と言いますか，御報告あるいは討論の中で現場第一線あるいは土木研究所の苦労話しがあろうと思いますので，御報告の間に1つそういう話しもはさんでいただきたいと思います。もちろん土研の地質化学部長や地質官からそういった話しを聞いておりますが，それぞれの現場で違った意味での御苦労話しがあろうと思います。そのようなこともお聞かせ願いまして，私共の今後の仕事に反映させて行きたいと思っておりますのでよろしくお願い致します。簡単ではございますが，これで挨拶に代えさせていただきます。

閉　会　の　挨　拶

地質官　渡　　正　亮

今日は，土木研究所並びに地建の皆様から6課題の非常に有益な地質の問題に関して最新の情報を教えて頂きました。また，活発にご討論頂きまして，大変勉強になったと思います。このような機会を今後できるだけたくさんもっていきたいと思いますが，また来年皆さん色々勉強されまして，その結果を持ち寄って頂いて討議してさらに地盤，地質問題解決の技術的な発展をはかっていきたいと思います。今日は，どうも長い時間御静聴ありがとうございました。

1. 地質年代と土木工事

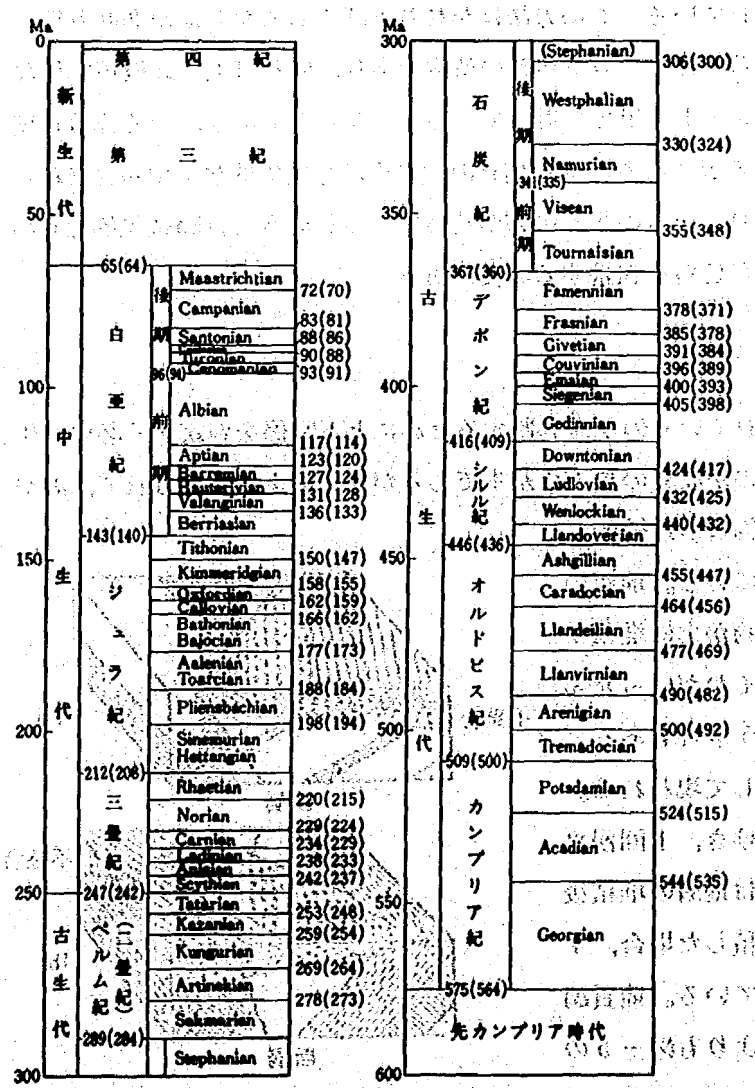
土木研究所
地質化学部長　岡本隆一

1. 地質年代と土工工事

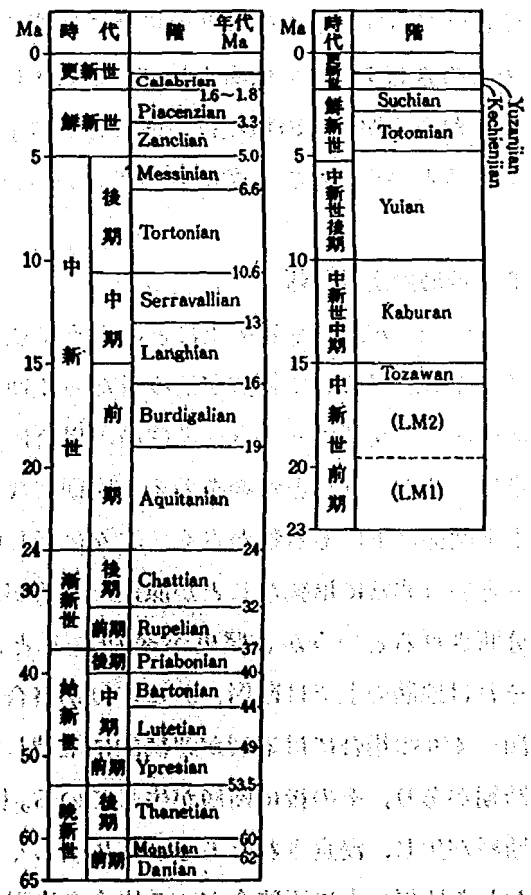
近年，土木の分野においても地質に対する関心が非常に増大しており，土工工事を実施する場合に地質調査を行うということは常識になっている。調査の結果明らかになった数値で設計，施工しているがその場合の地質調査あるいは地質のデータはどちらかといえば岩質を中心にしたものが多く，どのような性質のものがあるのかということが主体になっている。ところが，地質学のもう1つの面として歴史学に近い分野がある。地質学を土木に応用する場合に歴史学的な時の流れの中で物質がどのように変化してゆくかというような見方が工事に生かされないだろうかという事を考えながら調査を行なう必要があるが，それに関連した事項について以下に述べる。

1. 地質年代区分

地球の歴史は約45億年と言われている。（図－1, 2, 3）

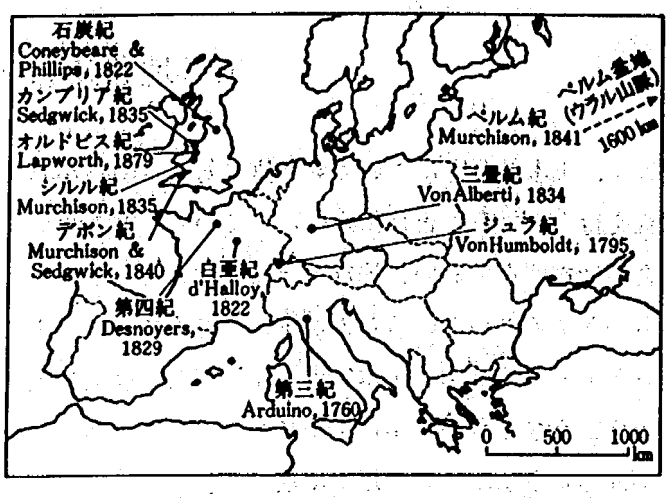


図－1 Armstrong & McDowall (1974) による顕生累代の年代尺度（松本・柴田，1977）



図－2 第三紀の年代尺度
左はBerggren & Van Couvering (1974), Hardenbol & Berggren (1974) らによる世界の標準尺度，右はIkebe ら (1976) による日本の尺度

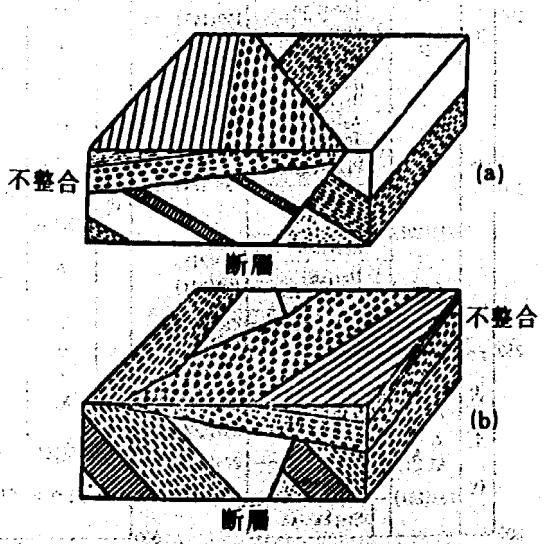
宇宙塵が集まって核反応が起り，地球という形をとったのが45億年前で化石に残るような生物が出現したのが6億年前，人類（原人）は180万年前，遺跡として残る文化が5000年前である。このような歴史の中で土木構造物の寿命を考えると，ローマのアーチ橋がBC 500年（2000～3000年）で残っているが，現在築造されている土木構造物，例えばダムや高速道路橋の寿命は100年位としている。地球の歴史を長さで例えると全長4500mの中で生物が生まれたのが600m，人類が出現したのが1.8m，遺跡が5mm，土木構造物の100年の寿命は0.1mmとなる。土木構造物の変形等の種々の計測は1年単位で行なっている例が多いが，1年はほぼ1ミクロンに相当する。何年前，あるいは何時代にどういう事件が起ったかということは後述するように，放射性物質の壊変を利用してその絶対年代が決定されている。この方法はかなり正確であるが誤差が200万年，つまり2m程度ある。土木の場合に要求されるのはミクロン単位の精度であり，いわば電子顕微鏡で見なければならないものを地質の場合には間縄でメートル単位で計っているようなものであり，全く違う尺度のものさしを使って仕事をしていることになる訳である。地質調査の報告書にも地史的な事項が含まれることがあるが，その精度は前述のとおりであり，土木の多くの方が持っているものさしは顕微鏡的なものであるということを念頭において，いろいろな資料を判読する必要がある。



図－3　地史区分の大単元，紀系の名称の提唱者と選ばれた標準地域

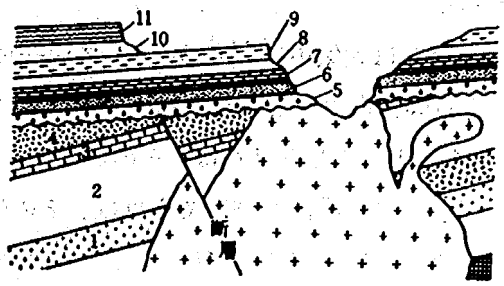
2. 地層の上下関係

時の流れが地層や岩の上にどのように残されていくのかを判断するために上下関係を判定する必要が生じてくる。経時的に物質が積み重なってゆくのが歴史の見方の基本であるが河川によって運ばれて，湖や海へ次々に沈積するような堆積層の場合には物質が連続的に堆積するということが物を考える原則になっている。地層の上下関係は下にある物が古く，次々に新しい物が上に堆積するという非常に単純なことが原則であるが，それがいったん分断されるというか，歴史が途切れるという事件もある。それは地層の上では断層，あるいは不整合として現われる。図－4(a)の場合には地層が連続的に堆積してゆき，1回浸食時期があり，その後に断層が生じている。(b)は地層の堆積後断層が生じ，浸食されたあとさらに新しく堆積した場合，すなわち断層の上に不整合がある場合を表現している。地質調査では図－4のようなブロックで表現されるよりも図－5のような地質断面図で表現されることが多い。図－5においては，1, 2, 3, 4と連続的に堆積していった地層がその後に火成



図－4　「新しい・古い」の順序（a；不整合のあとに断層ができた，b；その逆）

岩の貫入を受けさらに断層運動を生じ，その後で浸食を受け5〜11までの地層が堆積しさらに浸食があり，谷ができるという時の流れを表現している。



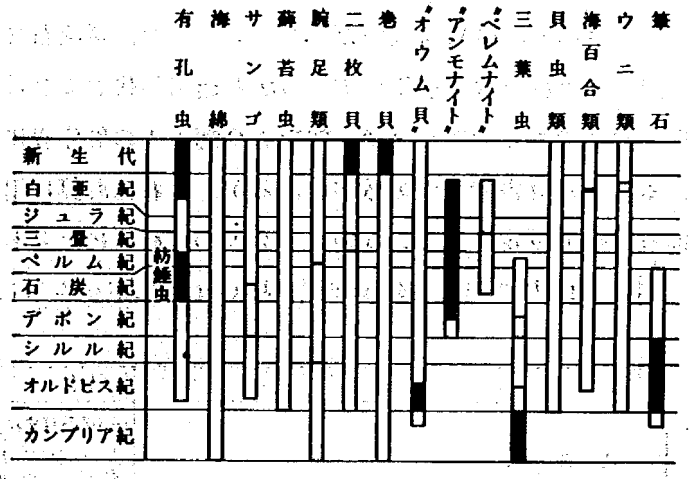
図－5　地殻運動を記録した地質断面図．一連の地層（1－4）の堆積後，この地域では，地層の傾動をともなった火成岩の貫入，断層の生成，初期の地層の削剥浸食があった後，ふたたび一連の地層（5－11）が堆積した。

3. 地質編年と年代決定

地層の上下関係や連続性を調べて歴史的な位置付けを行ない，且つその年代を決めるやり方には種々な方法がある。前者を地質の編年と呼び，後者を年代決定と呼んでいる。以下にその概略を示す。

1）化石による編年

示準化石による方法であり，特定の地質時代に限って生きていた生物の化石がその時代を代表するということを基本としている。藻類，有孔虫，放散虫というような下等な原生に近い生物が石灰質や珪質の殻を持って次々に海底に堆積し，微化石となる。それらによって当時の広範囲な自然の状態（気候，生物の進化）を示し，ある時代が全地球的に分かれることがある。図－6に示準化石の1部を示すが，いずれも短期間に非常に広範囲に分布した生物である。同様なことは花粉についても言える。



図－6　主要な無脊椎動物グループの顕生累代における示準化石としての価値．黒：示準化石として汎世界的な対比に利用，網目：地域的な対比に有効，白：あまり対比には使われない（Teichert，1958をもとに編成）

2）放射年代測定法

放射性元素を利用した年代測定には3つの方法があり以下に簡略に述べる。

a．放射性元素の親元素と娘元素の量比が年代と共に変化することを利用する方法

K－Ar法，Rb－Sr法，U－Pb法等がある。

K－Ar法について記すと以下のとおりである。

$^{40}K-^{40}Ar$ 法

Kを含む鉱物中の ^{40}Ar の量を測定してその岩石の生成年代を求める方法である。^{39}K，^{40}K，^{41}K のうち ^{40}K のみが放射性であるが（K総量の約0.01％），壊変して ^{40}Ca または ^{40}Ar になる。

マグマから晶出した時の火山岩中に大気中の Ar だけが存在するものとして，^{40}Ar はすべて ^{40}K の壊変によって生じたと考えられるので，$^{40}Ar/^{36}Ar$，$^{40}K/^{36}Ar$ の値から火山岩の生成年代を推定する。（現在の大気の $^{40}Ar/^{36}Ar \fallingdotseq 295.5$）

しかし，Ar の保持能力が雲母類とカリ長石とで異なるものがあり注意を要する。（長石が若くなる）

b．放射性元素が平衡状態の系から分れることで親元素の量が年代と共に変化することを利用するもの。^{14}C 法，Io 法等がある。

^{14}C法

^{14}Cは大気中に$^{14}CO_2$として均一に含まれているが，β^-壊変によって安定な^{14}Nとなる。植物による同化作用などから生物体にも均等に分布している。もし生物の死後，遺体の^{14}Cが空気中や水中のCO_2と交換しなければ，その炭素中の^{14}Cは半減期5730年で減少していく。生物遺体（木片，介殻など）の^{14}C濃度が測定できれば，その生物が死んだ時期や堆積した^{14}C放射年代が分かる。（なお，半減期として5570±30年と云う説もある。）

Io法（^{230}Th法）

マグマ中の^{230}Th／^{232}Thが一定で噴出後，各鉱物のU／Thの値に従って^{230}Th／^{232}Thが年代とともに変化することを利用する。数十万年程度の火山岩でも年代を知ることができる。

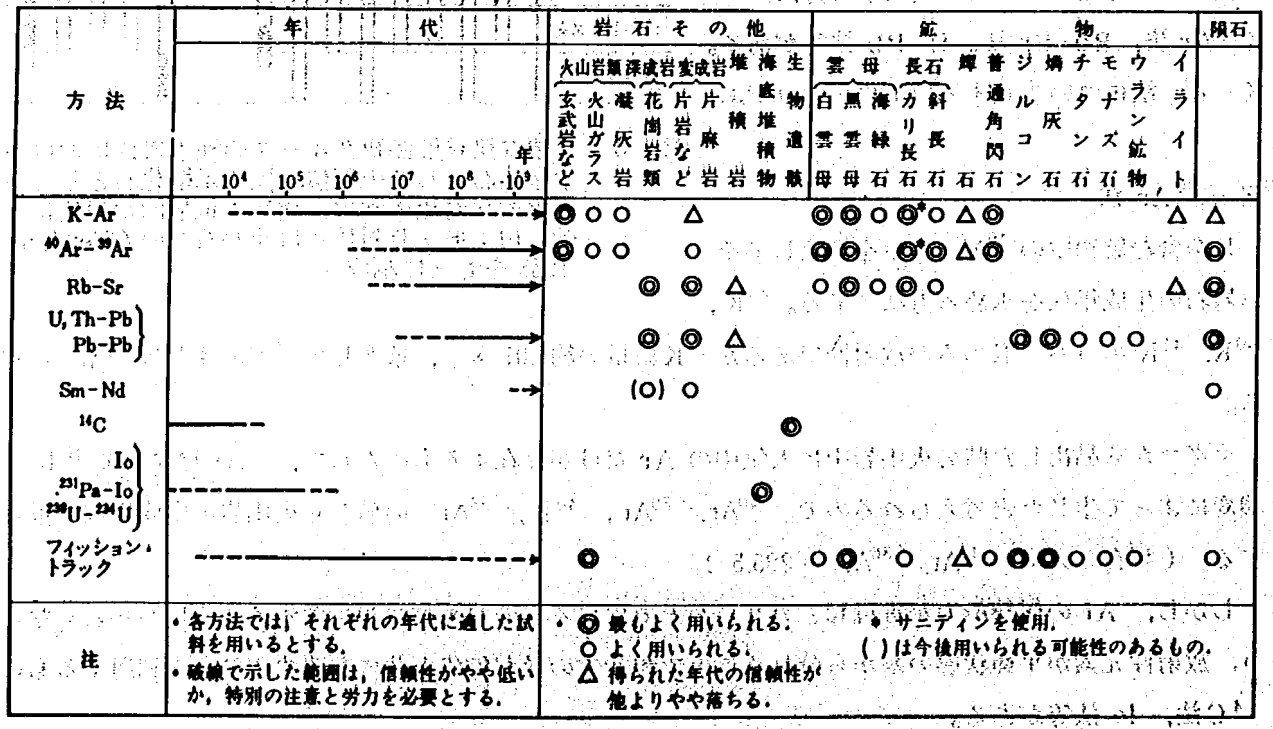
c．放射性元素の自発核分裂の際に生じた飛跡を利用するもの。

フィッション・トラック法

^{238}Uはα，β壊変以外に自発核分裂を行ない，その際に飛跡（フィッション・トラック）を残こす。これは珪酸塩中で10μ程度の長さになる。^{238}Uの飛跡密度を，熱中性子照射による^{235}Uの飛跡密度と対比することによって，岩石や火山灰などの生成年代を求めるものである。この方法は最近脚光をあびている方法であり，多くの成果をあげているが，顕微鏡観察であるから密度の判定に個人差のでるうらみはある。試料は火山ガラス，ジルコン，燐灰石などである。

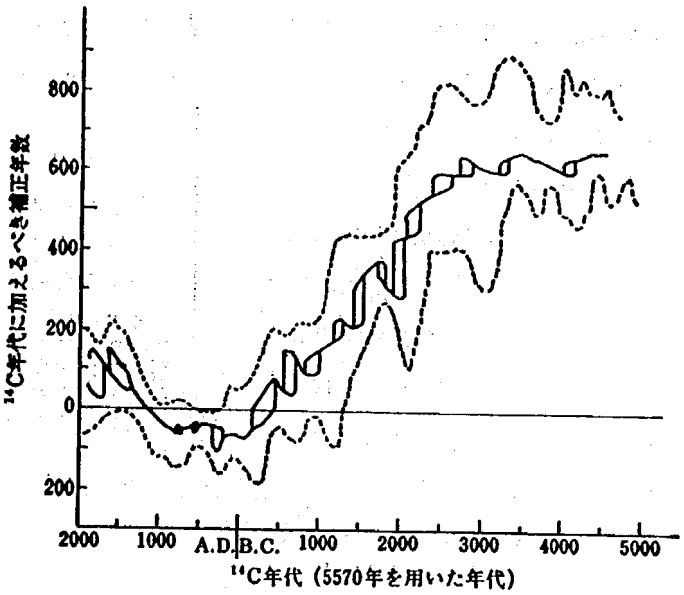
図－7は種々な放射年代測定方法と適用年代および試料の種類を示す。現在，地球の歴史のかなりの期間をカバーできるのがK－Ar法であり図－1の層序表に与えてある数値はK－Ar法で測定された数字である。カッコ書で2つの数字があるが，これは計算に用いた半減期が人によって異なっており，まだ国際地質学会で確定されていないので2人の権威者によるものを示している。

図－8は^{14}C年代を年輪年代に換算する補正値を示している。年輪年代というのは古い木の年輪を丹念



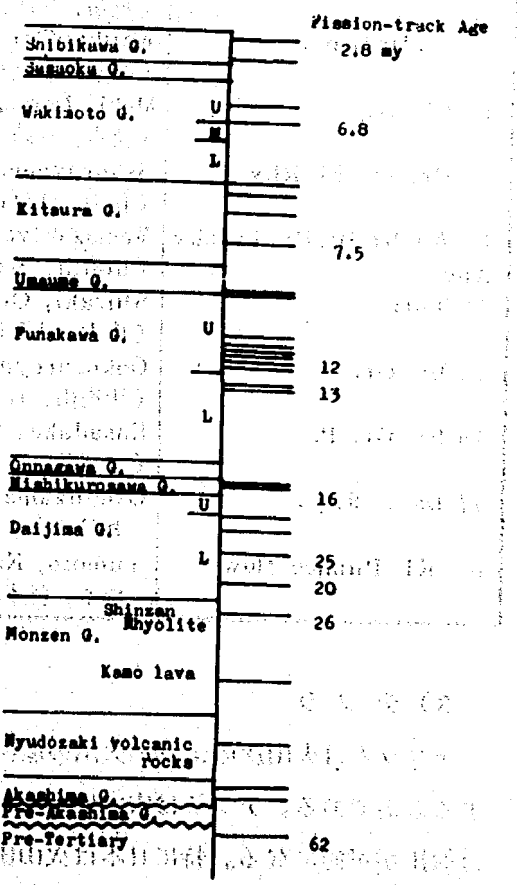
図－7　放射年代測定方法と適用年代，試料の種類

に数えて求めたものである。これと^{14}C法によって求めた数値を比較したのが図－8であり大気中から木に取り込まれた^{14}Cの経年変化が示されている。^{14}C法は大気中の^{14}C濃度が現在まで一定であるとして適用されてきたが，図－8に示されるような経年変化が認められ，最近は補正されているようである。表－1は年代が既知な試料の^{14}C測定結果を示している。例えばポンペイ爆発は1880年前であるが，^{14}C法によると1830±50年であり^{14}C年代の誤差が示されている。



図－8　^{14}C年代を年輪年代（暦年代）に換算する補正値

図－7に示されるように^{14}C法による測定が有効な期間（誤差の少ない期間）は3万年が限度と言われている。他方，K－Ar法で測定できる最も若い年代が10^5年程度であり，^{14}C法とK－Ar法の測定有効期間の間に空白があり，その空白期間（3×10^4～10^5年代）を測定する方法がなかった。海の場合にはウラニウムあるいはトリウムの壊変の量を利用する方法があるが陸の物については，そのような方法を取ることができず困難な問題であった。しかし，最近10年位前からフィッション・トラック法が盛んになり，特に火山活動に関係ある物質，例えば火山灰，溶岩あるいは凝灰角礫岩のような試料の年代が測定できるようになった。したがって日本国内の第三紀以降の年代もフィッション・トラック法によってかなり正確に測定できるようになった。図－9はフィッション・トラック法による本邦新第三系の年代測定結果である。これは以前行なわれていた層序から堆積速度を仮定してその地層の平均厚さ，あるいは最大厚さから絶対年代を推定する方法に比べるとはるかに精度の高い数字にな



図－9　フィッション・トラック法による本邦新第三系の年代測定

表－1　年代がわかっている試料の放射性炭素^{14}C法による測定

発掘地	試料	既知年代	^{14}C年代
ポンペイ	炭化したパン	1880	1830 ± 50
パレスチナ	聖書を包んだ布	1860 ± 100	1917 ± 200
プトレミ古墳	棺材	2280	2190 ± 450
セソストリス古墳	葬儀船の材	3750	3621 ± 180
スネフェリュ古墳	イトスギの梁	4575 ± 75	4802 ± 210
ゾセル古墳	アカシアの梁	4650 ± 75	3979 ± 350
ヘマカ古墳	墓の天井の厚板	4700 ～ 5100	4883 ± 200

っている。表－2は製造年代の既知なガラスを試料としてフィッション・トラック法によってその年代を測定したものでありかなり正確に求められている。表－3は九州の火山岩あるいは火山活動に関係する火山灰等のジルコンを利用して求めたフィッション・トラック法による年代である。今まで九州地方の火山岩はかなり古いものであると層序学的に推定されていたが，フィッション・トラック法によってかなり新しいものが多いことが最近分かってきている。

表－2　フィッション・トラック法による人工ガラスの年代測定値

試　　料	ウラン濃度（三酸化ウラン）	製造年代	フィッション・トラック法で求めた年代
しょく台（米）	0.61%	1850～1860年	1840 ± 20 年
台付きコップ(仏？)	0.44	1875～1900	1860 ± 18
ワイングラス(米)	2.5	1925～1928	1924 ± 7
ガラス管(独)	1.21	1939以前	1938 ± 6
ガラス(米)	5.3	1943	1945 ± 4

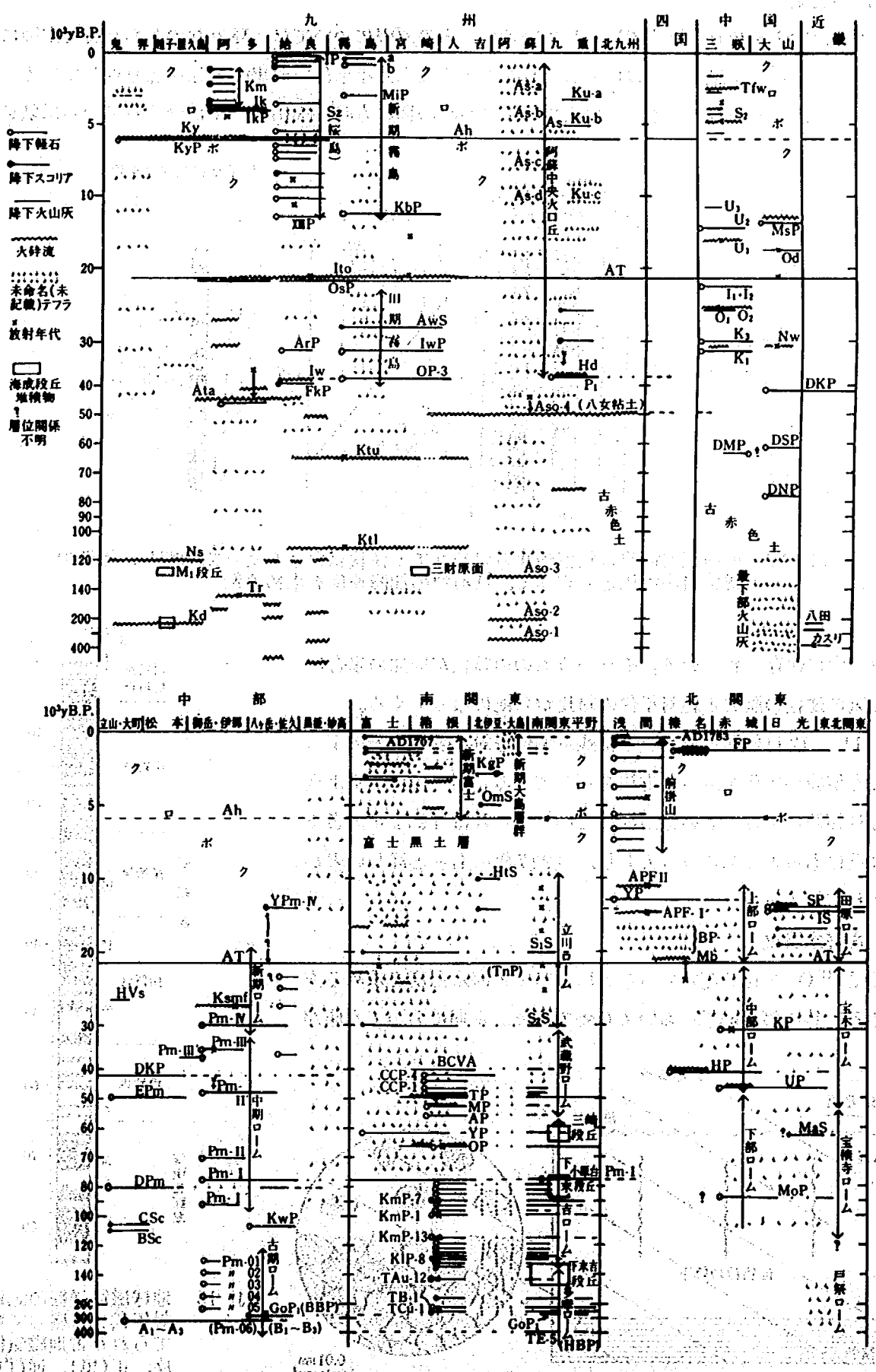
製造年代の明確な人工ガラスを使って追試した結果，その一致がえられることを明らかにしている。ウラン濃度はガラスに色をつけるため利用された度合

表－3　九州地方のジルコンによるフィッション・トラック年代

Sample No.	Locality	Fission-track age, m.y.
197 Haiishi II	Asahi-Nishi, Kajiki, Kagoshima Pref. （朝日西，加治木町）	0.025
22 Shomyoji F.	Shomyoji, Ebino, Miyazaki Pref. （昌明寺，えびの市）	0.19
3 Bi. Hr. Rhy. - Dac.	Kakidake, Furue, Hirato, Saga Pref. （垣岳，古江，平戸市）	5.8
4 Bi. Hr. And.	Kajiki, Tarami, Kitatakagi, Nagasaki Pref. （梶木，多良見町，北高来郡）	5.7
6 Bi. Gr.	Moki, Nagasaki. （茂木，長崎市）	8.8
7 Hr. bg. Bi. Rhy.	Sakurayama, Takeo, Saga Pref. （桜山，武雄市）	7.5
8 Au. bg. Bi. Hr. Tracky And	Yamazakiyama, Taku, Saga Pref. （山崎山，多久市）	6.3
11 Tuff	Shiraki, Omachi, Kijima, Saga Pref. （白木，大町町，杵島郡）	8.9
15 Bi. Gr.	Ookuzureyama, Hinokage, Nishiusuki, Miyazaki Pref. （大崩山，日ノ影町，西臼杵郡）	20
16 Bi. Gr. P.	Kasadake, Hinokage, Nishiusuki, Miyazaki Pref. （かさ岳，日ノ影町，西臼杵郡）	19
17 Dac. - Rhy.	Osuzuyama, Tsuno, Koyu, Miyazaki Pref. （尾鈴山，堺農町，児湯郡）	14
N - K1 Pumice flow	Yumoto, Katsumoto, Nagasaki Pref. （湯本，勝本町）	1.1

3）テフラ

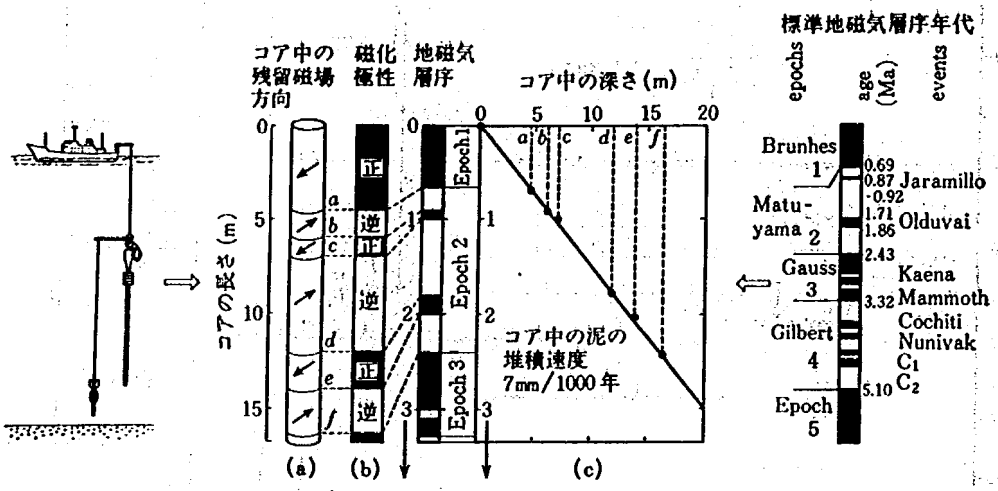
テフラとは火山灰のように火山の爆発に伴なって火口から放出され空中を飛行して堆積したものを総称する言葉である。テフラは広い地域に分布するので，地層の中で追跡するとかなり広範囲にわたって地層の対比が可能になる。特に日本は火山国でありテフラに恵まれているので，これの配列で時代区分あるいは地層の重なり方が分っている。これは南西諸島から北海道に至るまでかなりの精度で調べられている（図－10）。



図－10　示標テフラ層の層序・編年（町田原図，1977）

4）古地磁気

地球磁場は数十～数万年単位で逆転しているが，その原因については，種々な説がありまだ定説にはなっていない。しかし，過去の記録によると数万年から数十万年単位で磁場の逆転を繰り返している。火山岩のように噴出して流れて固まった岩石ではその当時の極の方向が火山岩の中に含まれている磁鉄鉱等の



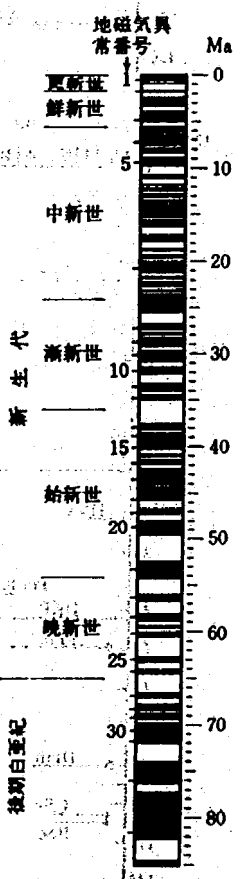
図－11　深海底堆積物の残留磁化方向をコア（柱状試料）を使って測定し，標準地磁気層序年代とくらべて，堆積物の沈降速度を求める例

鉄鉱物の中に保存されている。そういうものの時代が既知の場合には地磁気の逆転の歴史と絶対年代の対比が可能になってくる。

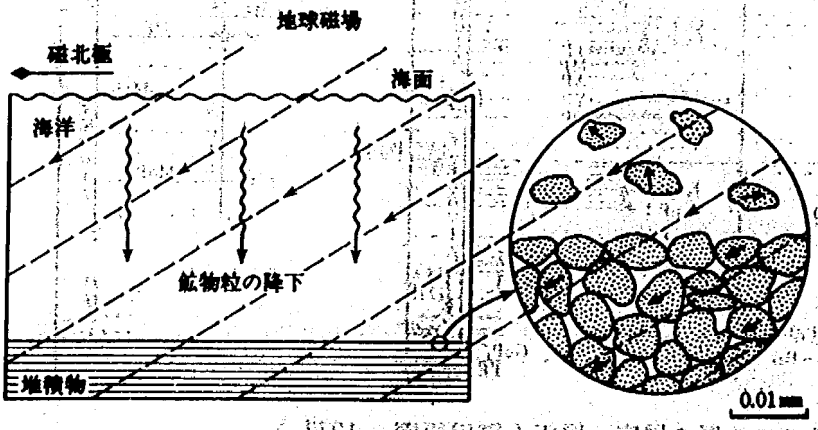
図－11，12は熱残留磁気と堆積残留磁気を対比することによって海底堆積物の年代を調べる方法を示している。図－13に示すようにかなり頻繁に地球の磁極は逆転している。これは1972年の表であり最近はもっと詳細に分っており，1977年にもっと詳しい表が発表されている。

5）古海水温度

^{18}Oと^{16}Oの比を測定することによって古海水温度を求める方法である。特に第四紀学において有効である。氷期において氷床が



図－13　地球磁場逆転の記録に絶対年代を目盛って組み立てられた古地磁気標準層序．正(黒)，逆(白)の磁適期間(Larson & Pitt-man, 1972をもとに改変)



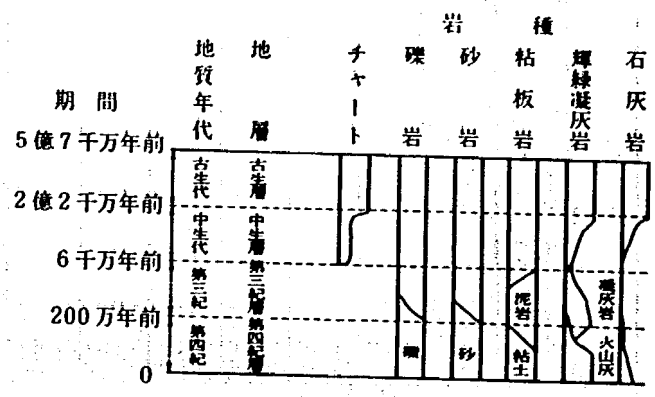
図－12　堆積残留磁気の獲得の様子

増大すると海中から^{16}Oが氷の方に移動し濃集される。そうなると相対的に海水中の$^{16}O/^{18}O$は下がる。間氷期で氷が溶けるとこの比は逆になる。したがって絶対年代の分っている海底堆積の$^{16}O/^{18}O$を測定し対比させることによって絶対年代測定ができる。

以上のような年代測定があるが，そういうことを考慮に入れて，歴史的に物事を見ることが土木にどのような関係をもつか以下の章で述べる。

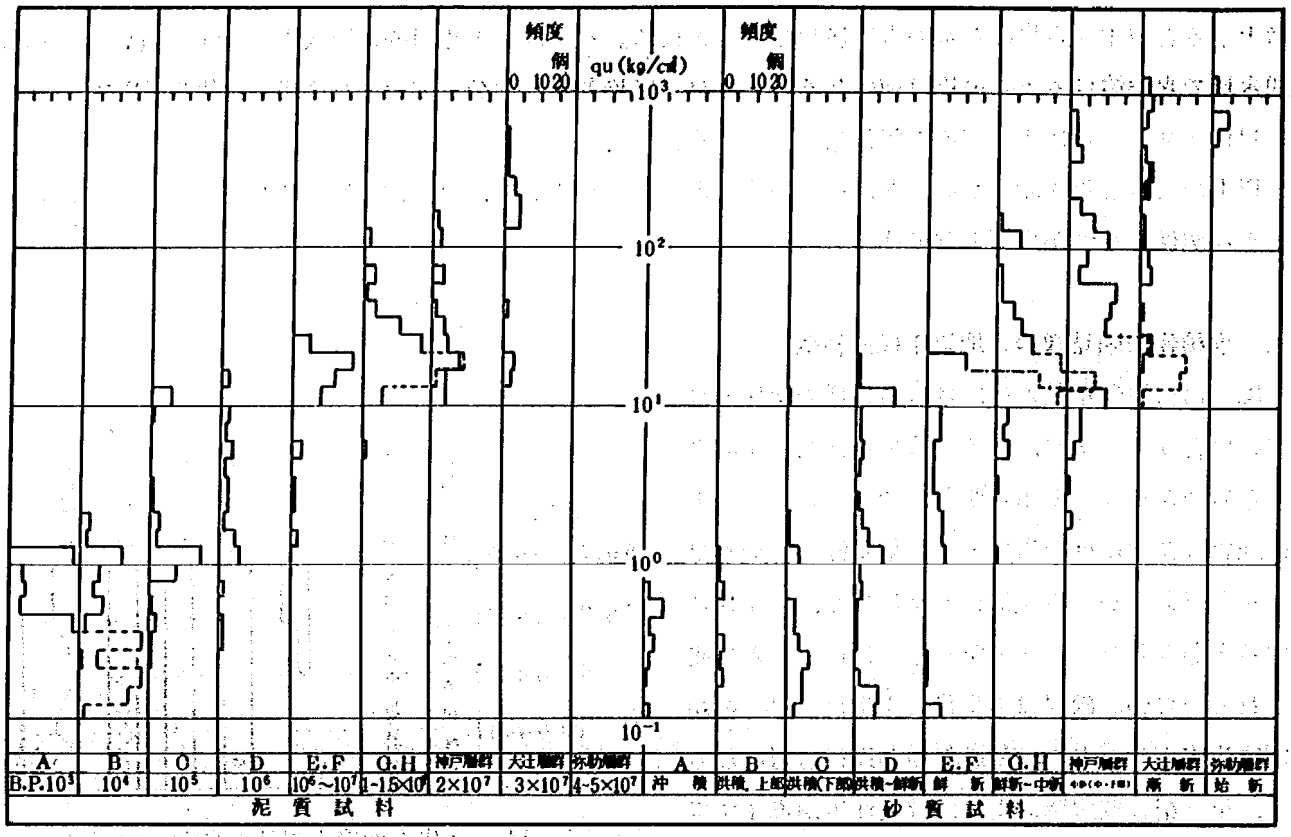
4. 堆積物の固結課程と地質年代的特徴

図－14は地質年代と生成される岩種の関係（日本の場合）を示すが，ある時代に特徴的に生成される岩種が存在する事が明らかである。チャートは珪質な非常に硬い岩であり，堆積性のものがほとんどであるが，古生層に非常に多く，中生代になるとかなり減ってきて第三紀ではほとんど生成されていない。礫岩は古生代，中生代，第三紀初頭に生成されたものは続成作用が進行し岩になるが，第三紀後期以降のものは続成作用が進まず岩とは言えない状態になってくる。砂岩も同様である。粘板岩と言える程，固結度が高くなるのは第三紀以前のものである。第三紀から第四期洪積世にかけては泥岩と呼ばれる比較的固結度が低い岩ができる。これが砂岩，礫岩と多少異なる点である。輝緑凝灰岩は火山活動に関係のある岩石であるが，固化すると凝灰岩になり，さらに続成作用をうけ固化が進むと輝緑凝灰岩になる。したがって古生層には非常に多く，中生層になるとかなり少なくなり，第三紀の場合には輝緑凝灰岩という状態のものはなく，凝灰岩となり，第四紀は火山灰という状態になってくる。石灰岩も古生層に非常に多く日本のセメント原料はほとんど全部古生層の石灰岩である。中生層からは非常に稀にしか産出せず，第三紀の場合は標本的に存在するのみである。第四紀になると沖縄を中心として南西諸島にかなりの分布があるが，これはローカルなものである。

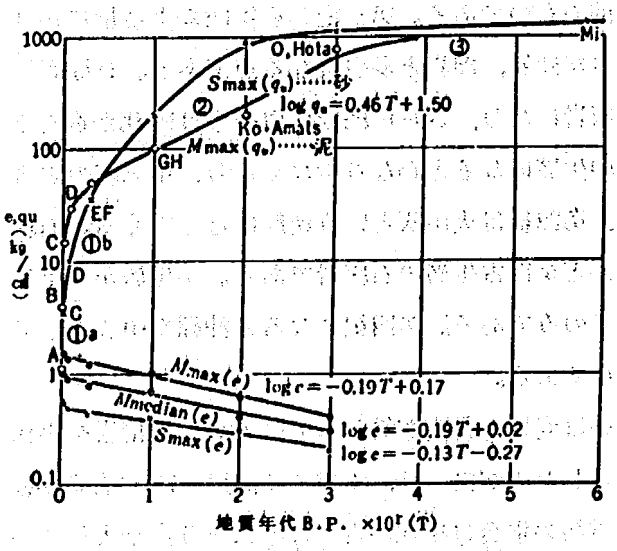


図－14　年代と地層と岩種の関係（堆積岩）

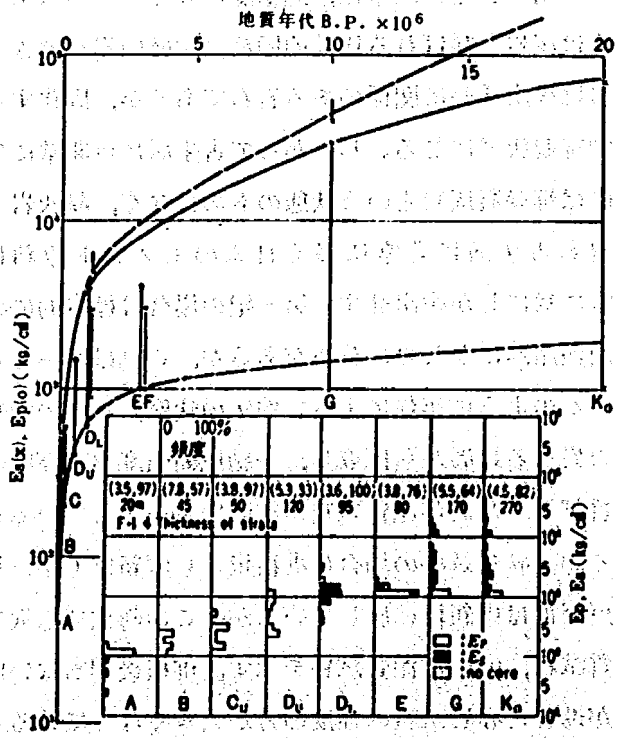
このように年代によって地層の状態，岩石の種類あるいは変質の程度が異なっているが，堆積岩を年代の異なる地層から採取し，一軸圧縮強度および間隙率を示したのが図－15，16である。図－15は右側が砂質試料，左側が泥質試料の試験結果を示しているが泥質試料の場合は年代が古くなるほど強度増大しているが，砂質試料の場合は洪積世から鮮新世（第三紀）あたりまでは非常に広い範囲をばらついている。神戸層群は中新世に属しているが，この時代でも異常なばらつきが観察される。図－16においては×印が砂質試料，○印が泥質試料を示す。堆積後間もない時は泥質試料の強度が大きいが，時間が経過し続成作用が進むと砂質試料の強度の方が大きくなっていることが示されている。図－17は砂質材料の変形試験結果を示しているが，生成年代にかかわらず，非常にばらつきが大きく，特に1番下の破線は時間が経過しても変形係数は増加しないことを示している。表－4は泥質岩の土質試験結果であるが層位学的深度が増大するに従い q_u が増大していることが示されている。すなわち，泥質試料は埋没深度（その地層の層厚とその上位層を合計したもの）が強度や変形係数に関係が深く，広域的に一定であるといえる。砂質試料は時代を問わずばらつきが多く地域的特性が強い。砂質試料の場合，砂粒子を結合しているセメント物質の



図－15　堆積物の地質年代と一軸圧縮強度 q_u の関係



図－16　地質年代と q_u，e の関係



図－17　変形係数 Es，Ep による，砂質層の固結度のばらつき

膠結力が強度，変形係数と関係が深い。したがって基礎工事を行なう場合，あるいは法面を切るような場合には泥系列と砂系列では前述したように地質年代的なものと岩質の結びつきを考えなくてはならず，ものの考え方を多少考えなくてはならないといえる。

表－4　地層の埋没履歴と物理的性質の関係

（上表は同一堆積盆地，下表は堆積盆地が異なる場合）

層群・累層名	地質時代	層位学的深度	q_u kg/cm²	w %	γ_t g/cm³	岩相	試料採取地点
Kiwada F. (Kazusa G.)	鮮新世（下部）	>2500m	100～125	35.0	1.83	泥	房総半島東岸(御宿北方)
Kiwada F.	〃	1000～2000	40～60	20.0～30.0	1.85～1.92	〃	房総・君津市川俣(小櫃川)
Iwasaka F. F(SM)	〃	1000 ±	10～50	20.0～35.0	1.85～2.10	〃	房総半島西岸(上総湊)
Ofuna F. F(M)	〃	500 +	25～50			〃	三浦半島東岸(横浜市柴町)
Amatsu F. (Miura G.)	中新生（中・下部）	2500 ±	180～200	8.2	2.13	泥	房総・君津郡峰上村(山中)
Tainohata F. (Kobe G.)	〃	500 ±	10～90	10.0～15.0	2.00～2.55	〃	明石海峡（神戸）
Hota-Hayama Group	漸新世（上部）	3000 ±	240～340 1000	3.8～4.7	2.43～2.47	泥 砂	房総・鋸南町保田
Ideyama F. (Otsuji G.)	〃	1000 +	200～400 100～1000		2.3～2.4 2.4～2.7	泥 砂	洞海湾（戸畑）
Shiraiwa F. (Miroku G.)	始新世（下部）	>2500	700～1300			砂	天草上島
Kiyosumi F. (Miura G.)	中新世（上～中部）	1500 ±	150～240	6.0～8.0	2.38～2.45	砂	房総・君津郡・峰上村
Tainohata F. (Kobe G.)	中新世（中～下部）	500 ±	10～900	5.0～20	2.05～2.65	〃	明石海峡（神戸）

表－5　軟岩地盤の性質に関する概念

比較事項	a　硬岩	b　軟岩	c　土
地質の特徴 生成時代および岩相	b，c以外の堆積岩，火成岩，変成岩	新第三紀～洪積世の堆積岩	洪積世－沖積世の砂泥堆積物
固結状況	固結	地層毎の固結度の差が大，半固結砂層と低固結泥層主体，凝灰質で固結が進んでいるものがある。	未固結砂泥
地質の連続性	連続～不連続，断層割目などにより力学性は不連続となる。	成層構造をなし，連続するが，褶曲，断層などでやや複雑。火山源のものは連続性に乏しいものがある。	成層構造，岩相変化がはげしいが，水平に堆積，比較的連続。
風化変質の影響	著しい劣化を伴う。	劣化を伴うが，とくに大規模なものは地辷り或は温泉変質による。	強度を左右する劣化はほとんどない。
断層（破砕帯）	調査の重点は位置，破砕による劣化，粘土化，透水性の増加などが問題となる。	破砕規模は小さく，ズレによる岩相変化の方が強度におよぼす影響大。地質時代の古い地層では問題となる。	断層破砕による劣化はほとんど存在しない。
割目	岩盤の強度および変形特性は岩質の他に割目の性状，多寡に大きく支配される。	一般に割目は少ない。多少存在してもあまり影響なく，岩質そのものの性質が強く現われる。	割目はなくもっぱら岩質(土質)に支配される。
層理面	強度および変形特性に異方性，不均一性を生じ，割目に準じて扱える場合が多い。	異方性を示すが軟質になるにつれ弱くなる。細互層，急傾斜の場合に不均一性が問題になる。	あまり問題にならない。従って採取された不攪乱試料のつき固め整形による試験が可能である。
強度および変形特性供試体の圧縮試験	応力歪曲線にはっきりした破壊点を持つ。	硬岩に類似するが降伏点以後に歪量が急激に増してから破壊に至る。	はっきりした破壊点をもたないで変形が続く。

比較事項	a　硬　岩	b　軟　岩	c　土
原位置載荷試験	供試体の室内試験値との相関が悪い。	供試体の室内試験値と可成良い相関を示す。従って室内試験値から地盤の工学性分布を推定しうる。	左にほぼ同じであるが，地下水その他の条件によるバラツキがみられる。
繰返し載荷試験	押かため効果が割目沿いのスベリの集合による割目のつまりによっておこる。	押かため効果は，岩の構成粒子そのものの転移によっておこると考えられる。一種の疲労のように強度の低下がみられることがある。	ほぼ左に同じであるが，間隙水の影響を考慮する必要がある。
せん断試験	割目，層理面などの不連続面沿のせん断が加わるためそれらの多寡，方向などがせん断強度にきいてくる。	構成物質自体のせん断が大部分をしめるため供試体試験値と良く一致する。	左に同じ。但し砂のダイラタンシー，間隙水圧の変化などの影響が大になる。
圧密およびクリープ試験	クリープ量は一般に小	クリープ量が大きい，一次圧密はほとんど起らない。	一次圧密がほとんどである。
不撹乱試料の採取	不連続面，割目を含む試料採取はむずかしいが岩質試験のサンプリングは容易。	特に砂質層の試料採取がむずかしい。	泥はシンウォールサンプラー使用，砂はむずかしいが撹乱試料を採取し実際と同じ状態につきかためてから試験。

5. 土木工事に関係の深い地質年代的特徴

土木工事に関係の深い2，3の地質年代的特徴について以下に記す。

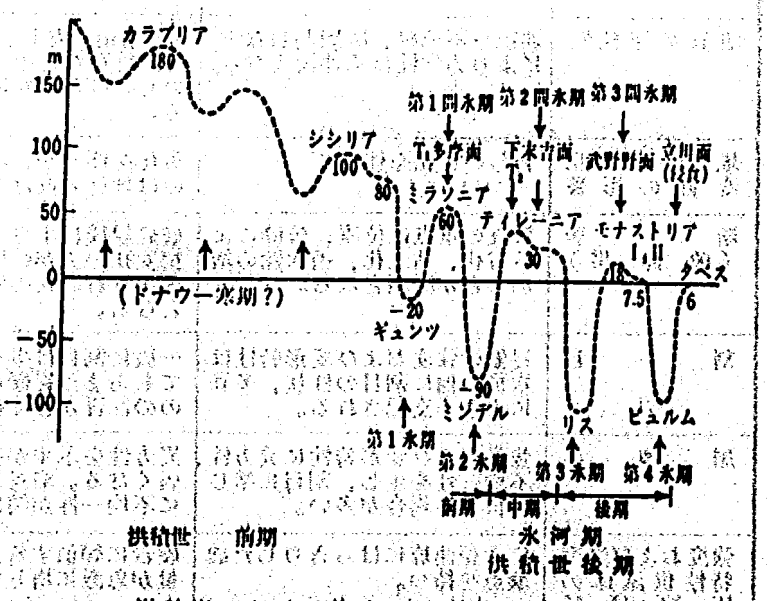
1）第四紀

第四紀の堆積物は未固結～半固結であり，段丘，埋没谷，火山活動，活断層等の地質現象が特徴的である。特に洪積世は氷河時代であり，氷期，間氷期で特徴づけられる。図－18に示されるように氷期は新しい方からビュルム，リス，ミンデル，ギュンツの四つが存在するが，さらにドナウ氷期を提唱する人や6つの氷期を提唱する人もいる。氷河の発達しない地域では間氷期は非常に温暖湿潤であり，氷期には寒冷湿潤になり，日本の場合は非常に多雨気候ではなかっただろうかと判断されている。図－18からも分るように氷河の消長に伴って海水面は－100 m～＋180 m程度まで変動している。また，当然河床勾配の変動も非常に激しく，多雨であるから浸食堆積の程度も著しい。図－19は東京湾横断部の地質断面図であるが，海底は起伏が少ないにもかかわらず，埋れ谷に埋っている物質は非常に新しいということから強度が全く異なっている。このようなことが基礎の計画に非常に関係してくる。

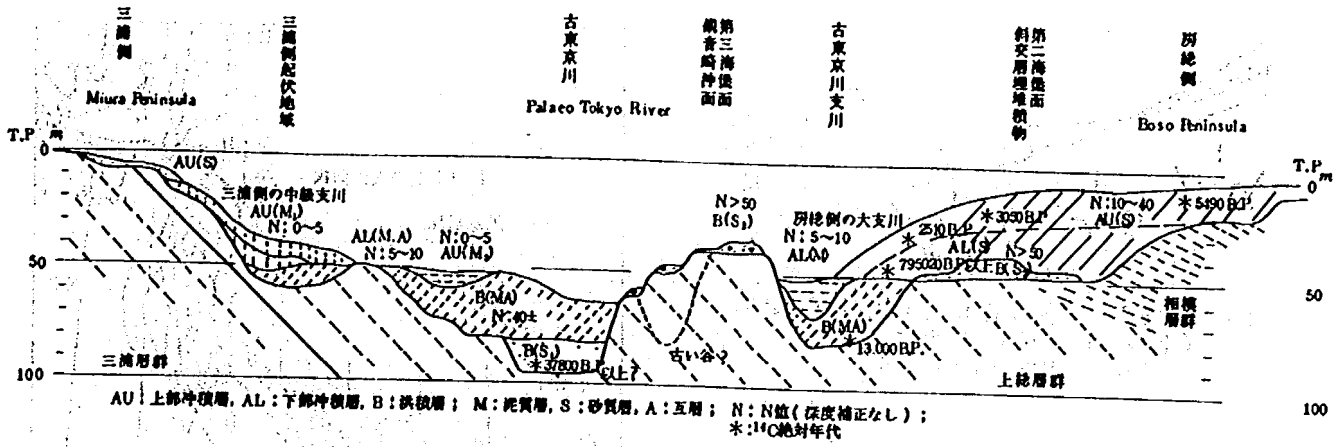
2）グリーンタフ

グリーンタフは，凝灰岩が変質して緑色を帯びた岩石であり東北地方日本海側の中新世前期～中期（門前階，台島階，西黒沢階）の火山岩を主とする岩層の通称である。

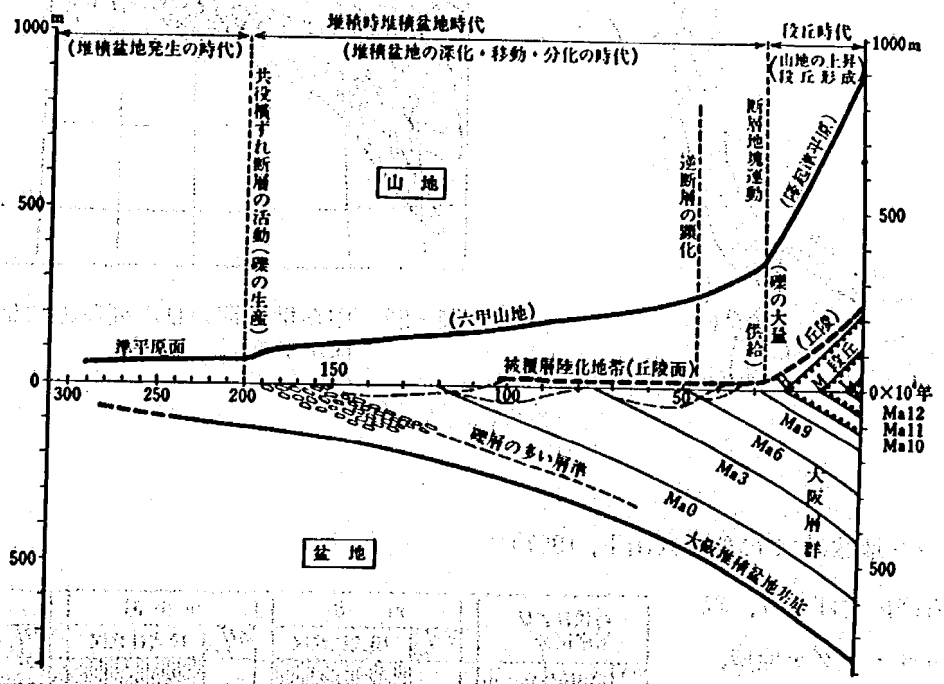
当初，秋田県の男鹿半島における油田層序からはじまり，東北地方日本海側の



図－18　洪積世における海水面の変動（Valentin）



図－19(1) 東京湾横断部の地質断面図

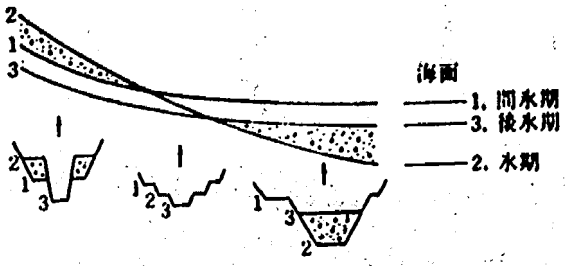


図－19(2) 六甲山地と周辺丘陵地および大阪堆積盆地の成長曲線（藤田，1976aより簡略化）
H：高位段丘，M：中位段丘，L：低位段丘，Maは大阪層群中の海成粘土を示す。

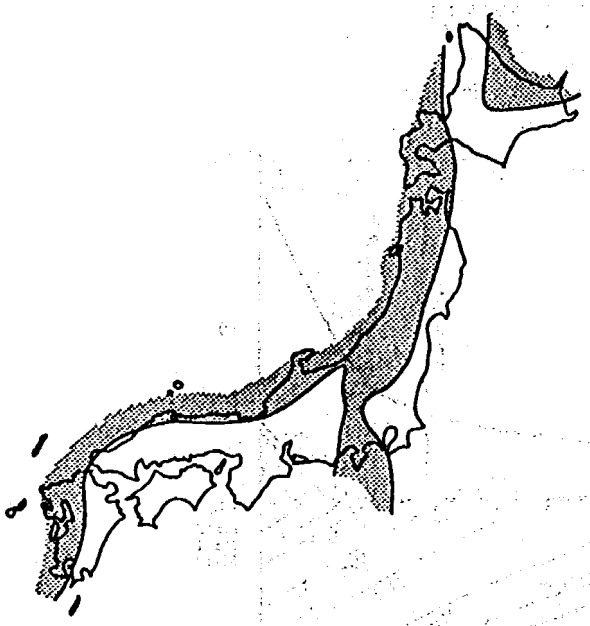
表－6 第四紀における河川営力の変化の予察（Shumm，1965）

○：堆積，∨：侵蝕，－：安定

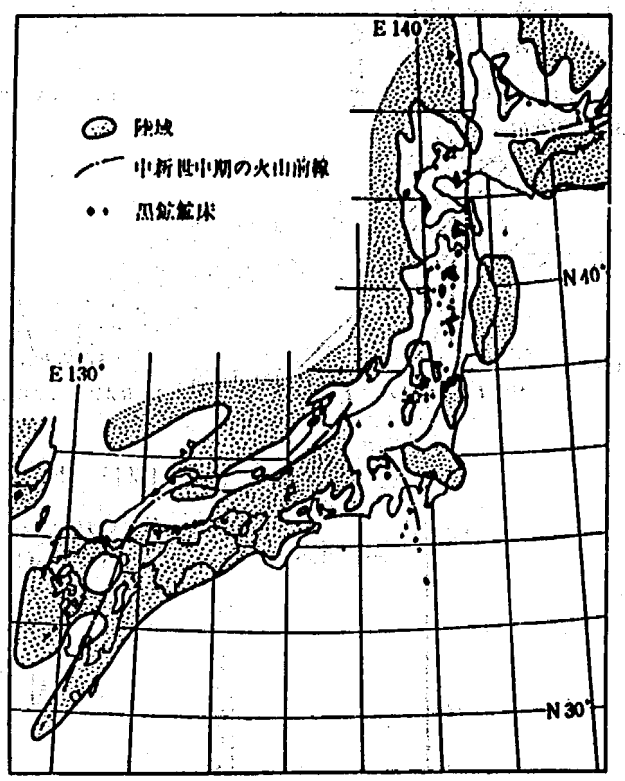
流域の特性	気候変化	河川営力					
	間氷期→氷期	間氷期	氷期はじめ	氷期	氷期おわり	間氷期はじめ	間氷期
1. 一部に氷床のある流域	暖・湿　寒・乾	－	○	○	∨	∨	－
2. 一部に谷氷河のある流域	暖・湿　寒・多湿	－	○	○	∨	∨	－
3. 周氷河地域，流域に氷河なし	暖・湿　寒・乾	－	○	○	∨	∨	－
4. 海岸地域	暖・湿　寒・多湿	∨	∨	－	○	○	－
5. 内陸盆地	暑・乾　寒・湿	○	○	－	∨	∨	－
6. 氷河のない内陸，年中流水あり	暖・湿　寒・多湿	－	∨	∨	○	○	－
7. 氷河のない内陸，半乾，流水は一時的	暖・乾　寒・湿	－	∨	∨	○	○	－
8. 氷河のない内陸，乾，流水まれ							
(a) 支流	暑・乾　寒・湿	－	∨	∨	○	○	－
(b) 本流	暑・乾　寒・湿	－	○	○	－	－	－



図—20　気候変化と海面変化による河川の縦断面(上)と横断面(下)の変化
(Dury, 1959 の図を改変)



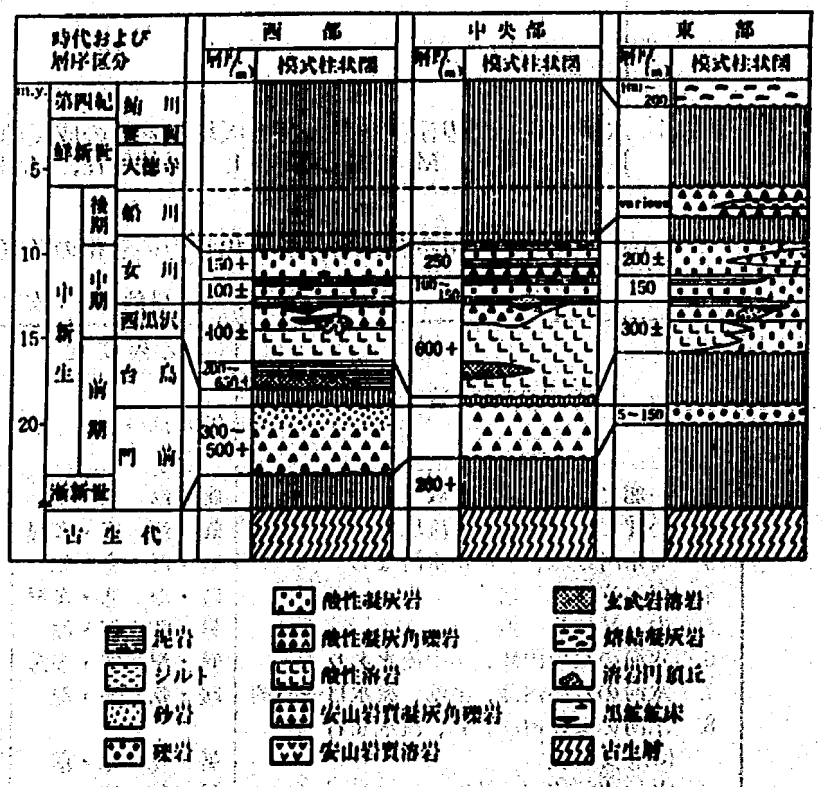
図—21　グリーンタフ地域(アミの部分)(山下, 1967)



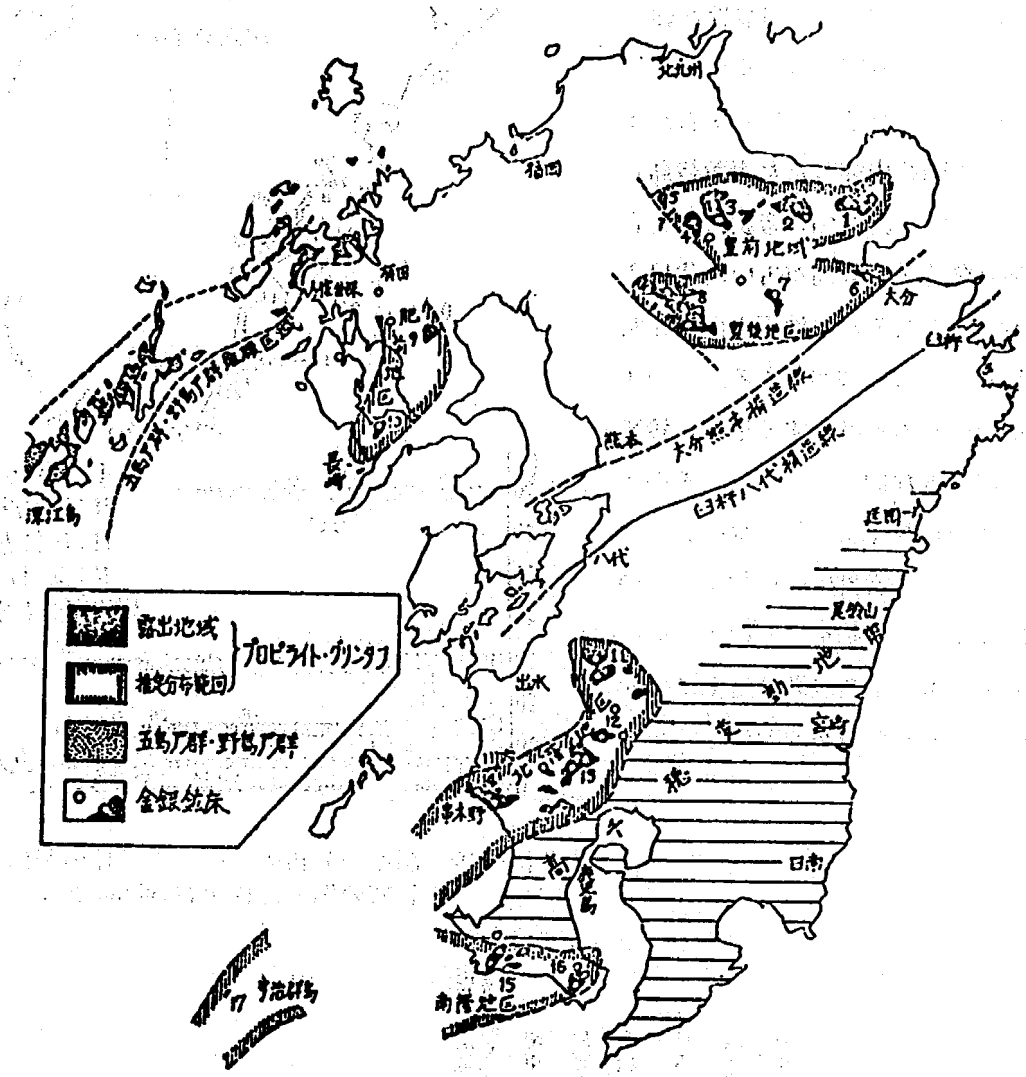
図—22　中新世中期の日本列島の古地理と黒鉱鉱床の分布

同時期, 同相の岩層に広げられ, 現在はさらにフォッサ・マグナ地域, 北陸, 山陰, 九州地方にまで拡大されている (図—21, 22, 23, 24)。

この時代は火山活動と変質作用によって特殊な岩石や変質が多いということからダムの基礎や材料, 道路の切土, 地すべりに関係が深い。この時代の火山活動に伴って濁沸石が玄武岩から安山岩に至るまで色々な火山岩や火山性堆積物の中に多量に生じている (表—7)。濁沸石は常温常圧で 1/8 の水を失って粉末になるので骨材として利用する場合非常に問題がある。



図—23　秋田県北鹿地域の模式地質柱状図



図－24　九州地方のプロピライト・グリーンタフ分布図

表－7　裏日本グリーンタフ地域の中性～酸性岩中に産する濁沸石

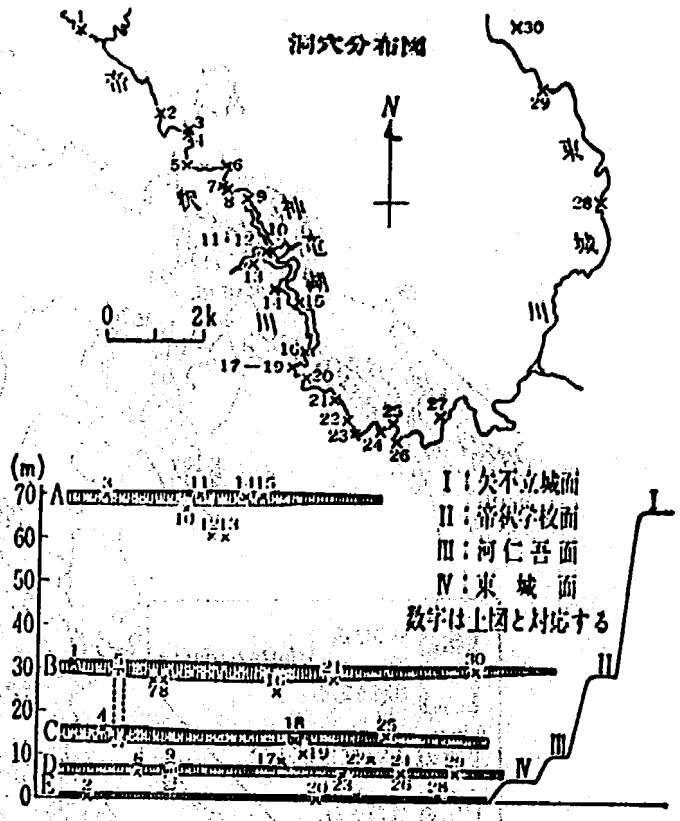
産　地	地質時代	産　状	文　献
渡島福島	西男鹿～台島階	安山岩質凝灰質砂岩～凝灰岩の基質	吉村（1961）
雫石	船川階	脈状	松波（M．S）
及位	台島階	孔隙	西尾（M．S）
新庄盆地	西男鹿階	火山砂岩，礫岩の基質	UTADA（1964）
作並	台島階	網状脈，脈	沼田（M．S）
大佐渡	西男鹿階	網状脈	若林他（1968）
本宿	船川階	中性火砕岩の基質	山岸他（1969）
花輪鉱山	西黒沢	流紋岩～安山岩質凝灰岩	SEKI et al（1963）

3）石灰岩

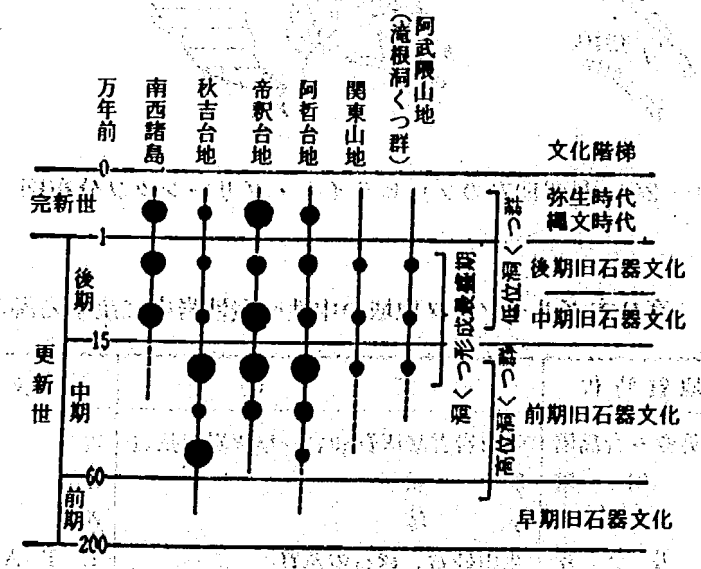
石灰岩の洞くつは浅層の自由地下水帯の地下水面の直下に形成される。図－25は帝釈峡のデータであるが，鍾乳洞が発達している層位（標高）と段丘（5段）とが非常によく一致している。ほとんどの洞くつ

が更新世中期以後に形成された可能性が強いとされている。また，外国でも同様な報告例がある。図－26に示されるように石灰岩が多く分布している沖縄を中心とした南西諸島，山口の秋吉台地，広島，岡山の帝釈，阿哲台地等の鍾乳洞の発達する標高が古い時代ほど高い位置にある。それぞれの地下水面は非常によく一致しているし追跡ができる。このような石灰岩地域にダムを計画する場合，鍾乳洞からの漏水が大きな問題になるし，そのような観点から調査しなくてはならない。

今まで地質というと岩質中心に物を見たのを少し年代的な見方から物を見て行き，その年代的な特徴を土木工事の設計，施工に生かして行くということも今後必要ではないかと考えている。



図－25　洞くつ分布のレベルと段丘の関係，広島県帝釈峡の例（北備後台地団研グループ，1969）



図－26　洞くつの形成時期
（洞くつ団研グループ，1971に加筆）
黒丸の大きさは発達の程度を示す

2. 妙高山土石流災害について

土木研究所
新潟試験所長　酒井淳行

2. 妙高山土石流災害について

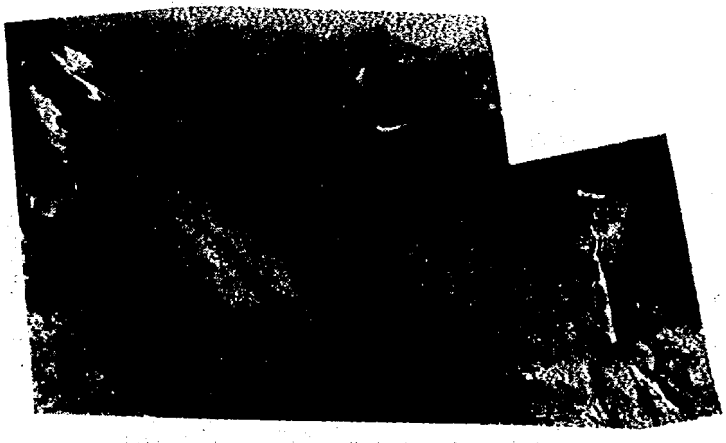
昭和53年5月18日，新潟県中頚城郡妙高高原町の赤倉山において斜面崩壊が発生し，その崩土は土石流となって下流新赤倉温泉に氾濫し，多数の被害が生じた。災害後，土木研究所では現地を踏査するとともに，土砂害に関するデーターの収集を行った。まず5月18日災害発生当日に，吉岡良朗（砂防部長），酒井淳行（新潟試験所長）らが，5月20日に水山（砂防研究室研究員）ら，そして5月29～31日には，吉岡砂防部長，須賀河川研究室長，泉砂防研究室長，酒井試験所長らが現地調査を行った。本報告は以上の調査結果を水山がとりまとめたものである。

この報告は，現地踏査の結果の一部について報告するもので，土砂害の全容を明らかにしたものとは言えないが，緊急報告として読んで頂ければ幸いである。

なお現地調査に際して新潟県はじめ，妙高高原町役場およびその他地元の方々に現地の案内，資料の提供等数々の御面倒をおかけしたことに対し謝意を表する。

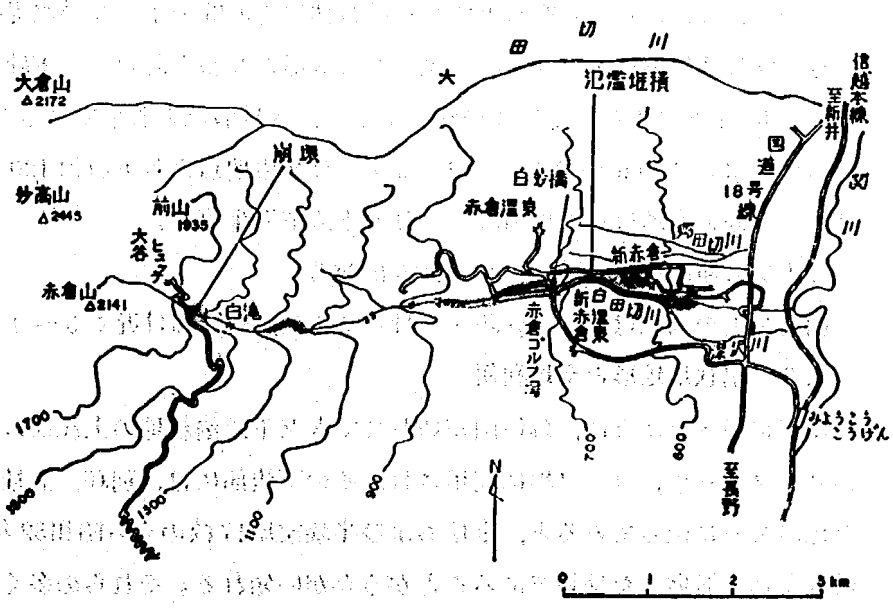
概　説

昭和53年5月18日午前6時25分頃，赤倉山（2,141 m）の1,550 m付近の山腹に斜面崩壊が発生し（写真－1），その崩壊土砂は関川左支川，白田切川上流の南地獄谷に流入して土石流となり，谷の出口（850 m付近）から氾濫して（写真－2），新赤倉温泉（700 m）の旅館等を直撃した（位置図，図－1）。小さな土石流はその後も発生したようで同日13時45分には比較的大きい流出があり，関川合流点付近で災害調査中の役場職員を押し流し二次災害となった。死者は計13名である。



写真－1　崩壊地（右の滝は南地獄谷）

当日を含めて5月に入ってから雨はほとんどなく，ただ前日には少量の雨があった。また当日および前日の気温の高かったことから，夜間にも融雪が促進されていたと考えられる。崩壊地には多量の湧水が見られ崩壊を引き起こすには地下水の影響



図－1　位　置　図

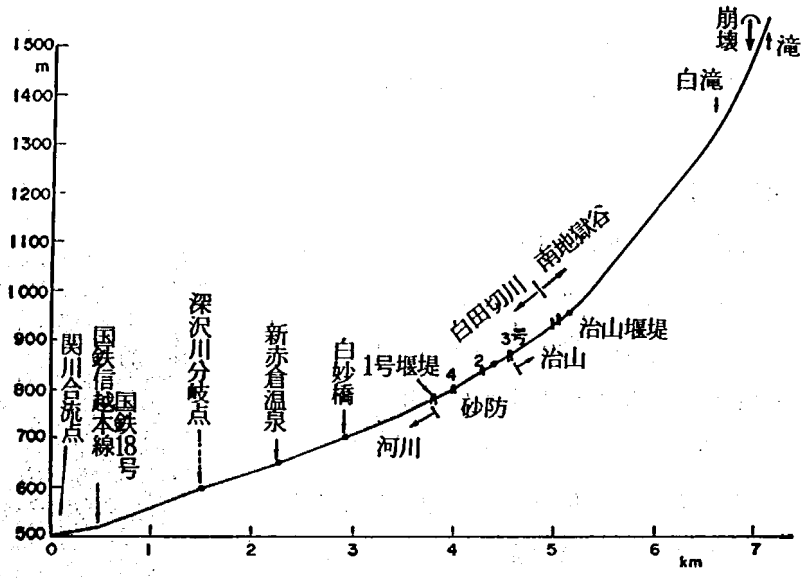
が大であったと推察される。

1. 流域の状況と気象条件

1.1 地形，地質

赤倉山は妙高山（2,445 m）の外輪山の一つであり，この外輪山を切って東方向に大田切，白田切の谷が発達し，その下流には5千年前の泥流による扇状地が形成されている。今回の崩壊地よりも高度にして約100 m上流側の地すべり地では昭和46年12月31日にも末端部が崩壊し地すべり性の崩壊があり，やはり土石流となって深沢川下流へ流出している。さらに，昭和5年，32年，37年にも土砂流があったようで，温泉源である当地は地質的に弱い性質を有しているといえる。

写真－2　氾濫堆積状況



図－2　白田切川縦断図

1.2 治山，砂防，河川構造物

当地では46年12月の災害の後次のような復旧工事を行っていた。

まず河川は，砂防堰堤1号より新赤倉温泉旅館街までの1,340 mについてはブロック積護岸工とした。なおこの付近の流路幅は16 m程度である。その下流深沢川分岐点上流，町道橋，白田切橋までの1,080 mは河道掘削工を行った。

砂防は白妙橋より約800 m上流から国有林地境の間の1～3号堰堤の破損部分を復旧し，さらに1号と2号の間に4号堰堤を，3号の上流に5号堰堤の2基を計画し，土砂打止量の合計を20万㎥とすることにした。53年5月現在，4号堰堤が施工中で，5号堰は未着手であった。

営林署は高さ10 mの堰堤を2基，地すべり発生地点より下流約100 m付近と200 m付近に計画し完成させた。今回の崩壊はこの治山堰堤よりも下流で発生した。

以上を縦断的に示すと図－2のようになる。

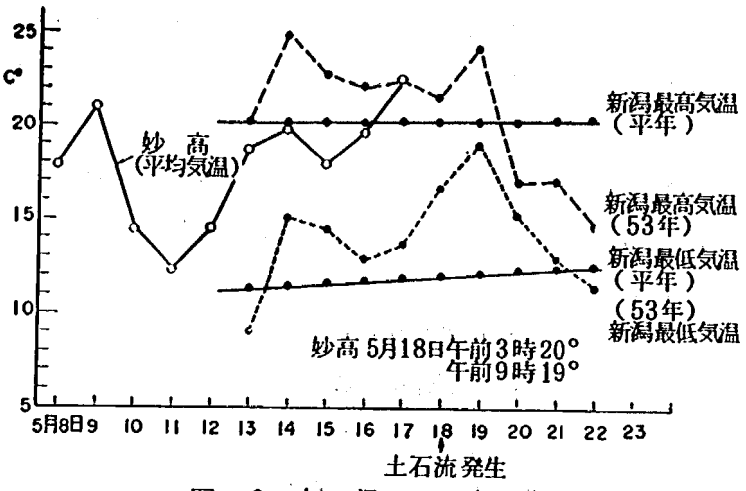
白滝付近の勾配は20°，砂防ダム付近で7.4°，白妙橋付近で3～4°である。

1.3 扇状地地形と土地利用

概説に述べたように，外輪山が切れてできた下流扇状地の上流部は，地形がひらけているため，勾配に応じてスキー場，ゴルフ場に利用され，その下流部には，別荘，会社寮等が建てられていた。今回被災した地域のみに限ってみると，全壊および半壊家屋17棟のうち昭和52年建築のものが8棟あることからも，最近急速に発展した地域であることがうかがい知れる。それらの多くは郷田切川と白田切川にはさまれた河床と10 m程度の比高のせまい地区にあった。

1.4　気象条件

崩壊発生前および当日の気象条件，とくに融雪に関係すると思われる気温についてみてみよう。現地と近いとは言えないがまず新潟の最高，最低気温の変化と平年値からのずれを調べる（図－3）。これより14日頃から高温傾向となり，とくに17日と18日の最低気温は平年より 5° 近く高くなっていたことがわかる。現地の妙高（ただし，ふもとの標高約 500 m地点）については日平均気温の変化を示したが，12 日頃より上昇し，崩壊発生当日の5月18日夜半の午前3時に 20 ℃，午前9時 19 ℃と異常に高い値を示したということである。



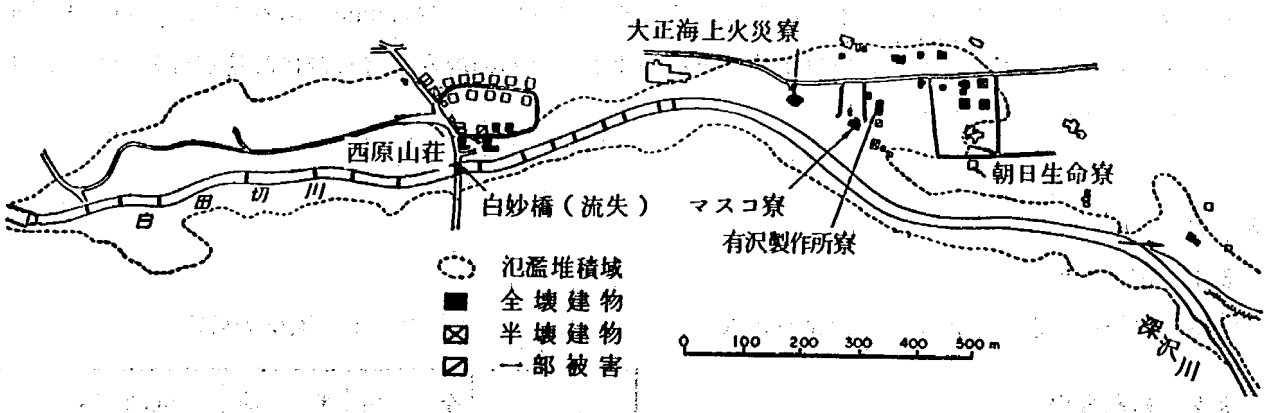
図－3　気　温　の　変　化

この異常高温と前日の降雨によって融雪が進んだことは十分予想できる。また本年は例年になく残雪が遅くまであったとも言われている。

2.　土砂の氾濫状況

2.1　氾濫区域

土砂の氾濫は図－4のようであり，主な氾濫地は扇状地上流のゴルフ場付近および新赤倉温泉である。面積はそれぞれ 132,000 ㎡および 151,000 ㎡で合わせて約 283,000 ㎡である。上流側の氾濫は峡谷部で横方向の広がりを規制されていた流れが谷の出口で広がったものであり，下流の氾濫は白砂橋下流の 30° の屈曲部を曲りきれず直進したものによる。堆積部勾配は 5° 程度で従来から言われている土石流停止勾配の範囲に入る。なお上述の氾濫面積は深沢川分岐点下流を含まない。



図－4　氾濫地域と民家の被害

2.2　氾濫土砂の堆積厚および質

ゴルフ場付近の堆積厚さはその外縁で50～150 cmであり一様に広がっているように見える。しかし河道近くおよび白妙橋下流ではさらに厚いと予想される。これらの詳細は現在調査中である。

土木研究所新潟試験所によれば，5月 18 日 10 時頃ゴルフ場付近および下流の国道18号線白田切橋上流

にて採取した堆積物の含水比は45～53％で，液性限界59.3％，塑性限界43.4％で細粒土に分類された。以上より，流動中の土石流の水と土の体積比は6：4程度と推定され，崩壊した土砂の空隙を水が飽和した状態と考えられる。

礫はあまり目立たないがそれでも最大は直径2m程度ある。目立たないのは巨礫の先端集中が顕著でなかったことと，堆積した土砂に細粒分が多いため，水分が抜けず「かべ土状」という言葉があてはまる状態であることによる。行方不明者捜索の際足をとられたようであるし，10日後でも表面は硬化しているが，中は水を含み，時々足が沈むことがあった。

2.3　土石流の流下速度と波高

18日早朝の6時25分頃，妙高高原を襲った土石流の第1波は，白妙橋下流の朝日生命寮管理人鴨井国博氏の証言によると，崩壊発生を見てから4分10秒ないし4分15秒で到達している。距離を5,300mとすると平均の波速は約21 m/sec となる。朝日生命寮左岸上方の堤内地へ到達した土砂はそれより12～13秒遅れといわれている。また,同日13時45分頃に発生した土石流の第1波は，読売新聞記者の証言によると，同様にして崩壊に伴うと考えられる音から土石流の到達までの時間と距離から，約17 m/sec 程度の平均波速をしていたと考えられる。午後に発生した土石流は河道内におさまっていたことからすると，土石流の規模は後者の方が小さいので，平均波速に関する相対的な関係の辻褄は合う。なお，午後の土石流についての扇状地河道における流下速度は，ＮＨＫ撮影のコマ数から8～10 m/sec 程度と求められている。

土石流の段波の波高は，午前のものは写真より3～5m程度，また午後のものは河道内を越流せずに流下したことから1～2m程度と推定される。土石流の横断形状は証言によると"カマボコ状"といわれ，水の流れとは相異すると思われる。これは河道内において，一様に流下するのではなく，河道の平面形状や土石流の蛇行に応じて，いっぽうに片寄り，またそのカマボコ状も変形して流下したものと推察される。

一方，高度950m付近の弯曲部で比高20m程度を直進して乗り上げた痕跡がある。これから流速を推定すると約20 m/sec 以上ということになり，上記の午前中の土石流の平均波速の値とほぼ一致する。従来焼岳で観測されている礫の目立つ土石流では，その流速はせいぜい数m/secであるので，今回の土石流はかなり速かったと言える。土石流では土砂量とその比重，巨石の混入度ならびに波速が重要であり，それにより被害形態に差が生じる。

3.　被　　害

3.1　家　　屋

家屋の破損をまとめると表－1のようになる。

表－1　家屋の被害

	全　壊	半　壊	一部破損	死　者
白妙橋付近	1棟	4棟	3棟	1人
新赤倉温泉	12	2	2	9
そ の 他	2	0	0	3

3.2　砂防堰堤

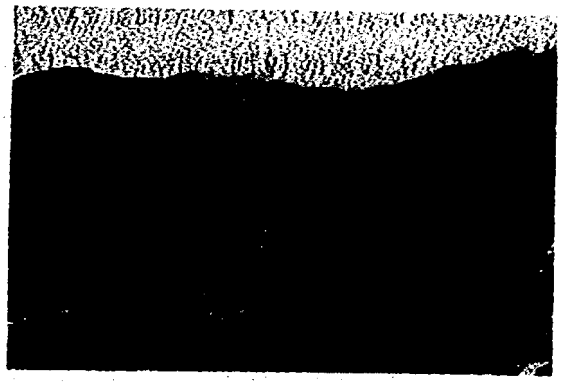
1号堰堤（石積）は高さ5.5mであったが袖部および本堤上部3.5mが破損し，前庭も水叩きの一部を残して破壊された。2号堰堤（石積）は高さ8mであったが，両袖部および本堤上部4.0mを失った。3号堰堤（コンクリート）は，15.0mのダムで両袖部と垂直壁工を失ったが，本堤は残り，土砂打止能を維持した（写真－3）。

また施工中の4号堰堤は14.0 m中の10 mが終っていたが右岸部の幅15 m，高さ6 mを失った。

3.3 流路工

土砂に埋れたため明らかになっていないが，深沢川分岐点ではほとんど元の流路の深沢川に進まず締切堤の土盛り（蛇篭保護）を破って本来の河道を直進した。

護岸は比較的被害が少なかったといえる。被害は根の洗掘によるものではなく，衝突で破壊されたと思われるものであった。



写真－3　3号砂防堰堤破損状況

3.4 鉄　道

白田切川は深沢川分流で流量がほとんど無く，国鉄信越本線を暗きょで抜いていたが，今回の流出によって暗きょが閉そくし，越流水等によって法面崩壊をおこした（写真－4）。

写真－4　信越本線および関川

3.5 橋　梁

白妙橋他2箇所が流失した。また国道18号線白田切橋は約3 m河床低下して橋脚が洗れたため，コンクリートで洗掘防止を行った。なお，この橋脚下流のガスパイプが破損した。また橋梁上流部のガスパイプも破損した。

4. 目撃者の証言

本地では昭和46年の地すべりついても目撃者がいたが，今回の土石流についても数人の人が土石流を目撃している。その中で崩壊地から5 km下流の新赤倉温泉で崩壊から目撃し，写真を撮られた朝日生命赤倉山荘の鴨井国博氏の話と役場職員の後藤弘明氏の話を目撃者の証言として以下に記す。

まず，鴨井氏の証言

目撃した状況と土石流の流下速度について，

「山へ出かけようとしていて崩れを見た。ドーンという音から4分10～15秒で西原山荘（白妙橋付近）まで来た。新赤倉温泉にはもう12～13秒かかった。6時半頃であった。時計を見ていたから正確だ。」

土石流の流動状況について

「土石流は薄い下敷を敷いたように来た。」

「大きい石は浮いたように来た。ゴロゴロしなかった。」

「地面はかなり揺れた。したがって写真がぶれた。」

「しぶきが先に来てあとに土砂が来た。」

「土石流は横断的にはカマボコ型であった。」

（「垂直に立ったような段波だったか。」の質問に対して）「先は細くて刃物が飛んでくるようであった。その細い部分は横方向に平らであった。土石流は細い先端の次にコブがあり，次にまたコブが乗り上げてくるように見えた。」（以上より図－5のように考えられる。）

「土石流先端は上から下への回転運動をしていた。」

「川沿いに段波は19回，道路沿いに12回来た。」

「ポンプで押し出すように波の山は少し間をおいて次々来た。」

「スピードは100 km/hr 以上でしょうか。」

「波の間隔は必ずしも等間隔ではなかった。」

家屋の破壊について

「第1波でマスコ寮がやられた。第2波は大正海上火災から道づたいに来た。大正海上火災は2～3 mとび上がった。第3波は有沢さんの土台を飛ばした。有沢保養所は下が飛んで家が倒れ，上は3回転した。」

「家は下敷に乗って走り，後からの波でつぶされた。」

「死亡者の一人は足が下から30～40 cmの高さで両足同じように折れていた。」これは別の人の話。

「家屋の破壊は1分足らずで終った。」

停止，堆積状況について

「土石流が停止する様子は前が止まり，後からかぶさるように止まる。」

「停止して水は抜けなかった。」

「表面は止まっているようでその上に波が伝わってくるように見える。」

「小康状態になったので，姉を助けに泥の中に入ったが，土の表面は止まっているが中は動いていた。」

「堆積土砂の高さは，停止直後の1/3ぐらいになった。（10日後）」

「空気が入ってふくれていたように思える。」

「朝の土石流は40分位で終った。」

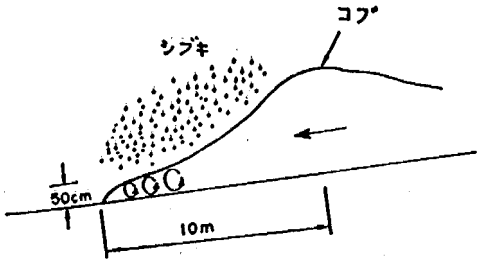
その他

「当日の夜は寝苦しいほど暑く，風が強かった。」

「夜，犬が鳴いておかしいと思った。」

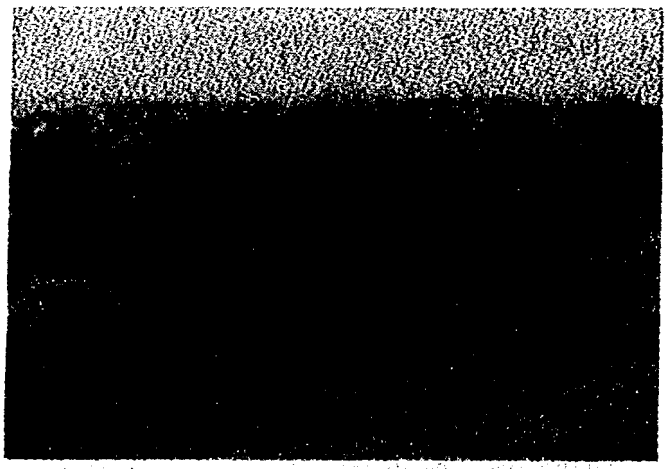
「今年は庭にカマキリが巣を作らなかった。」

とも話された。



図－5　土石流先端の形状（鴨井氏による）

写真－5(a)　朝の土石流の第1波（鴨井氏提供）



写真－5(b)　朝の土石流の終わりの方の波（鴨井氏提供）

写真－5は鴨井氏が撮影されたもので，泥流の様子がうかがい知れる（F 2.8，1/250）。

また後藤弘明氏は

「音を聞いて国道橋に飛び出した。すごい風であった。土砂は1分半の間に7回位来た。」
と話している。

結　語

詳細は今後の調査を待たなければ明らかにならないが，今回の土石流の概略は伝えられたと思う。今後の調査によって妙高特有の性質と一般的な性質をみきわめ，当地およびその他の土石流対策砂防計画に生かして行きたいと考えている。

質 凝 応 答

道路上にあったような固いものが直接流下してきたのか。それとも途中で脱水したのか。

酒井（土研）：

上流のゴルフ場に堆積した土石流の末端の含水比を測定したのが18日の午前10時頃，土石流が発生したのが6時である。したがって土石流発生後3～4時間経過した時点で含水比を測定したことになるが含水比45～53％，液性限界66％でありＬＬ～ＰＬの間であった。ゴルフ場の堆積状況から見てこの土石流が特殊であるとは思えないが，流れる時には土煙を上げて流れてきたものが，停止したものを見るとそのように見えるものだと考えている。そのようなものかどうか砂防研究室の水山研究員に実験結果を補足して説明して頂ければ幸いである。

水山（土研）：

妙高山の土石流災害に関連して現地の材料を使用して流動に関する若干の実験をやっているのでその結果をふまえて説明する。従来，一般に言われている土石流というのは細粒分の少ない砂，あるいは礫を主体とした流れであり，0.1㎜以下はほとんど含まれていない。ところが妙高山土石流の場合には0.1㎜以下の材料もかなり含まれており，従来の土石流とは異なっているように思える。従来の土石流であれば実験的には20°～15°の勾配に対しては含水比にして35～40％の状態で流動する。但し10°以下になると実験室的には流動し得ない。100％，200％の含水比にならないと流動しないし，実験に使っているのは最大径が25㎜であるので大粒径の場合は分らないが，大粒径の礫は堆積するものと思われる。但し全体の絶対的なスケールが必要な現象であるので総量が増えると再び流動する可能性はある。現在のところ広い範囲にわたって系統的に議論できないが，勾配15°～10°程度なら実験結果から40％程度の含水比でも十分流動すると言える。但し一旦堆積してある構造をもつとそれが変位する状況というのはもっと複雑である。構造が崩れると一般に言われているよりも流動化しやすい。堆積状態になってくると多少脱水し，剪断速度が落ちることによって構造が再びできあがる。そのような物性の変化を考えないと全体的な説明は不可能である。

谷岡（地理院）：

土石流の発生源について2つ質問したい。

1. 午前中に発生した崩壊地は基盤岩が崩壊したという説明であったが，崩壊発生前の空中写真判読によると典型的な崖錐であったと思うがそれについて。
2. 崩壊地の下端部が崩壊しそれが引きがねとなって上部が崩れたという話であるが，下端部が崩壊した時には上方の土砂の土圧が関係していたのか，それとも無関係であったのか。

酒井：

1. 第1回目の崩壊は道路がある斜面を最大傾斜とした崩壊である。これは地形的に見ると典形的な崖錐の斜面であるが基岩が露出したものである。
2. 道路がある斜面を最大傾斜とする斜面方向の崩壊とそれにほぼ直交するように下の方に細長い地すべりみたいなものがあったのではなかろうか。そのようなものの相乗効果により，1回目の崩壊が2回目の崩壊の末端部分にありその足をすくったから2回目の崩壊がおきたのではないかと思う。

谷口（建大）：

崩壊の頭の200 m下の所の安山岩が粘土鉱物化していたということであるが，それは崩壊を引きおこす引きがねになる可能性があるものなのか。

酒井：

安山岩が粘土化したものは200 m下の方から2回目の崩壊した頭部のすぐ近くまで連続的に露出していた。崩壊の引きがねになるのではないかという理由として，道路の通っている斜面の最大傾斜の方向の崩壊の下は，集塊岩や変質をうけてない岩が直接露出しているが，その末端に連続的に強風化した安山岩が露出しており斜面のブロックを構成していたという点があげられる。

青木（関東）：

段波が19回流下したということであるが19回も段波が発生したメカニズムと，各々の段波の土砂の量や構成している材料に変化があったのか？

酒井：

発生のメカニズムについては予測の段階であり，まだ明快な見解は出ていない。材料的にも変化していると思われるが定量的にはほとんど解明されていない。

大木（東北）：

発生前の白田切川の流量はどの位か。

酒井：

崩壊地すぐ横の滝での流量は2～3 ㎥/秒位の量はあったのではないかと推定されている。

3. 活断層について

土木研究所地質研究室
室長　菅原　捷

3. 活断層について

まえがき

1974年5月9日伊豆南部にマグニチュード6.9の地震が発生し多くの犠牲者を出した。地震の規模はそれほど大きくなかったが地震に伴って地震断層が生じ大きな話題となった。古くは1891年(濃尾地震)の根尾谷断層や1930年(北伊豆地震)の丹那断層など一部関係者の間では研究されていたが，近年カリフォルニア州における既存ダムの点検，原子力施設の建設地点の検討，また人工衛星アーツによる写真の解析，地震予知連絡会による観測強化などに関連して地震断層や活断層についての関心が高まりを見せている。1975年には日本地質学会による「活断層に関するシンポジューム」が開かれるにおよんだ。

これらの調査研究において，いわゆる地質学的なスケール（時間および空間的に）で考える理学系（地質学，地球物理学，地震学等）の研究者と，実際に構造物を計画や設計する工学系の技術者や研究者との間に大きなギャップがあってなかなか議論がかみ合わないのが現状である。小論はこのギャップを埋めるための話題を提供する目的で，主として日本，アメリカ，ニュージランドのデータや文献を集めて，これまでの研究成果をまとめたものである。

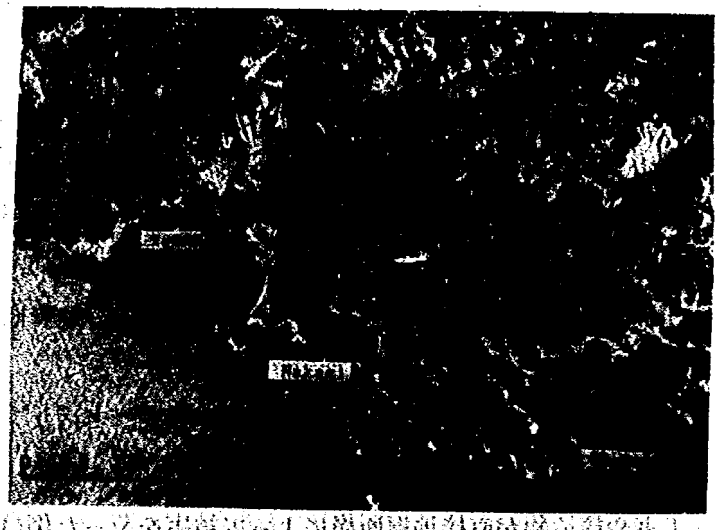
なお小論は工学的な配慮と紙数の関係からかなり独断的なところや論理の飛躍したところ，説明が不十分なところなどがある。また地震断層や活断層についての研究はようやく緒についたところで定説となっていないところも多い。

1. 地震災害と地震断層

1.1 地　震

地球内部の地殻またはマントル上部に集積されたひずみが岩石の強度限界を越えると破壊が生じ地震が発生するといわれている。ひずみを生じしめる原因は，プレート・テクトニックス説[1]とアイソスタシー説によりほぼ説明できるとされている。

日本および周辺の大部分の地震は直接プレートの活動によるものと考えられている。プレート・テクトニックス説によれば，太平洋から押し寄せる巨大な海洋底プレート(太平洋プレート)が日本海溝付近で大陸プレートの下にもぐり込んでおり，東日本の太平洋岸沖の大地震群はその境界上で起っている。同様に南海道沖のものはフィリッピンプレートのもぐり込みによるものである。内陸部から日本海側の深い地震（70～80km以深）についても直接海洋底プレートによるものと考えられる。中部地方以西では優勢な太平洋プレートの活動により東西



写真－1　1974年伊豆半島沖地震で再活動した活断層の空中写真（松田教授の御好意による）

表－1　地震の営力と発生場所，特徴等

営　　力	発　生　場　所			地震規模	断層の形態
プレートテクトニックス	プレート接触部	太平洋沿岸沖	浅　部	大	逆　断　層
		内陸，日本海沿岸	深　部	(大)	
	部分熔融	火　山　帯	浅　部	小～中	正・逆断層
	大陸地塊	内陸，日本海沿岸	浅　部	中～(大)	横すべり断層
アイソスタシー	大　陸　地	内陸，日本海沿岸	浅　部	中	逆・正断層

方向の圧縮力が働き内陸部の浅いところにおいてもこれに伴う地震が発生する。

大陸プレートが海洋底プレートにまき込まれると大陸プレートに乗っかっている日本列島や日本海には引張力が働き，日本海が拡大しているのはそのためと考えられる。さらに，内陸部から日本海側ではプレート運動だけでなく他の要素も働き複雑な応力下にあり，それによって種々の起源や形態の地震が発生している。

2つのプレートが接する上面には地殻が部分的に溶融してマグマが発生することがあり，それが上昇して地表に出たものが火山で，それに伴って多くの地震が発生するといわれている。地下10kmのところで数パーセントの体積変化を生ずれば十分マグニチュード8程度に相当する地震のひずみエネルギーが発生する[2)]。1944～1945年の有珠岳（昭和新山）の地震，1965～1967年の松代地震，1968年のえびの地震がその好例である。火山性地震の特徴は火山地帯に発生する，震源が比較的浅い（最大10km程度），群発性地震である。1つ1つの地震の規模が小さい（最大マグニチュードは松代地震 5.4，えびの地震 6.1，他はぐっと小さくなる）等である。

内陸部に発生する浅い地震は火山や直接プレート運動による巨大な横方向の力によるものの他，岩石の比重差によって生ずる垂直方向の運動（アイソスタシー）によるものがあるがその研究はあまり進んでいない。地質学的にみればアイソスタシーによる地変が大きな役割をしめており，第三紀初頭まで含めると特に南北アルプスや六甲山，東北地方，北陸地方等は顕著である。

1.2　震害と地震断層

地殻中に蓄えられたひずみエネルギーが急激に開放されると地面が揺れたり変形したりする。前者が地震動で後者は地震断層（活断層のうち歴史上の地震で活動したもの。明瞭な断層形態を示さないこともある）である。

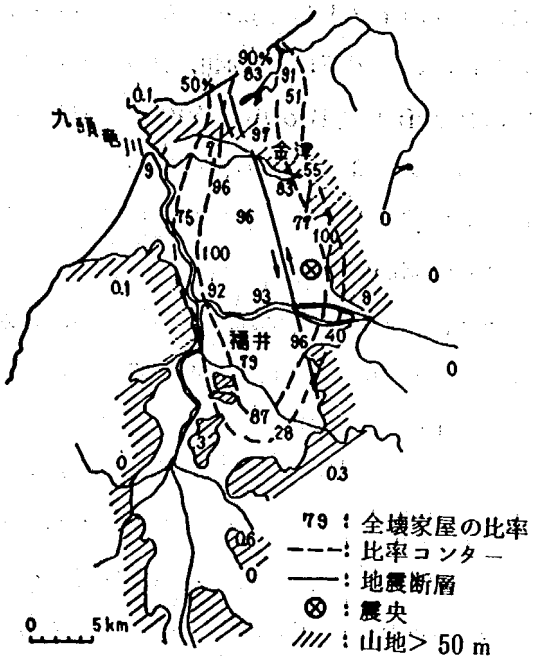
地震動とは地震による土地の揺れをいうが構造物が直接地震動（力）で被害を受けることが多く，これまでの耐震設計では地震動特に最大加速度に考慮が払われてきた。さらに地盤強度が小さい場合には山崩れ，噴泥，液状化等を引き起こすのでこれに対する注意が向けられるようになった。

大きな地震は地震動とともに地盤の隆起や沈降，傾動，地震断層等のいわゆる地変を伴う。特に地震断層は地震の発生機構や震災と密接な関係があるので地震断層とその予備軍としての活断層について知る必要がある。

地震断層については古くから地震学者や地質学者によって注目されていたが，最近工学関係者によっても注目されるようになった。

工事や構造物が直接地震断層によって被害を蒙った例は北伊豆地震(1930年)の旧丹那トンネル道坑[3)]，サンフランシスコ地震（1906年）のSan Andreas ダム[4)]，West Yellewstone 地震（1959年）のHebgen

ダム[4]等たくさんある。さらに近年注目されていることは地震断層にそって震害地域が帯状に分布することである。San Fernando 地震(1971年)[5]，福井地震(1948年)[6]，伊豆沖地震(1974年)[7,8]等は特に顕著な例である。これらの地震においては明らかに地震断層に伴う地変による被害が大きな比重を占めているが，地震断層にそって地震動が大きいことも事実のようである（図－1）[6]。



図－1　福井地震（M 7.2）に伴う地震断層と倒壊家屋（Kobayashi 1974）

2. 地震断層

2.1 地震断層

前述のように地震は地殻やマントルの上部が破壊されたときに生ずるが，その破壊面が地表に達したものを地震断層という。地震つまり破壊の発生する位置が深かったり破壊の規模が小さい場合には破壊面が地表に達せず地震断層が現われないこともある。

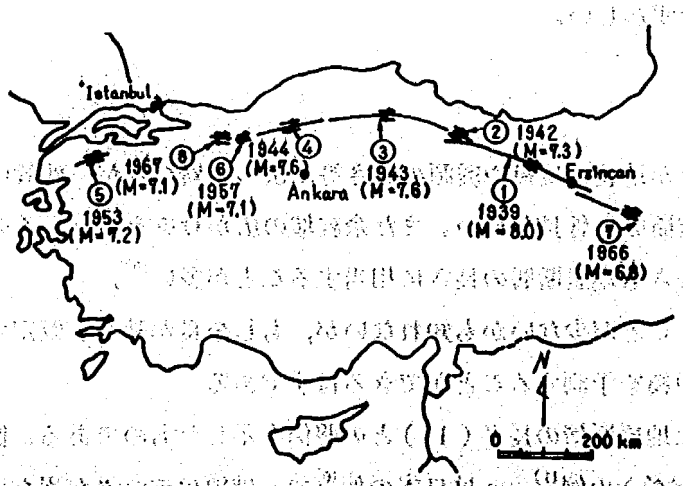
明治以来科学的な地震調査が行われるようになってから我が国で確認された地震断層を伴った地震の例は約15にすぎない。これは内陸部に発生した地震の数や地質調査で確認される新しい断層の数に比べると非常に少ない。今後調査が進むにつれて地震断層が多く発見され地震断層の特性から地震の予知やそれに伴う地変の予測に大いに役立つであろう。

一つの断層系に属し多くの地震が発生する例としてはカリフォルニア州のSan Andreas 断層やトルコのAnatolia 断層[10]等があり，我が国でも福井から三河を通るものがある（図－2，3）。

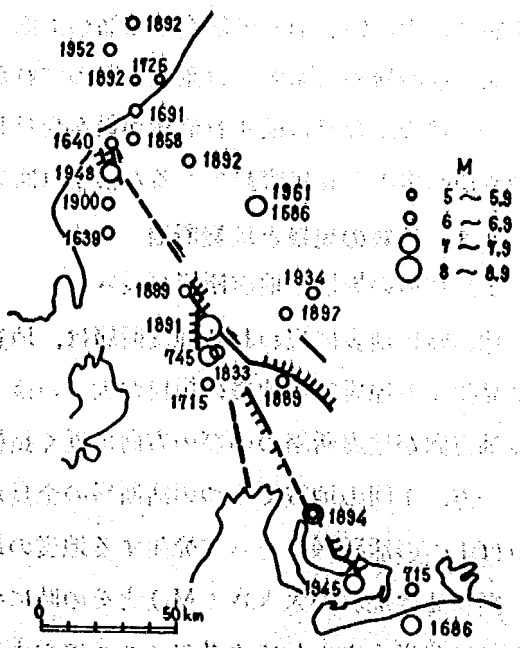
2.2 断層の種類とその特徴

1）断層の再活動性

ほとんど同じ応力系下で，ある断層が生じたとすればその後地中応力が蓄積されてくれば，その断層が再び活動することは容易に想像することができるであろう。既存の断



図－2　North Anatolia 断層に沿う地震の連鎖的発生（松田 1975，出典はAllen 1969，Ambraseys 1969）



図－3　福井－三河断層系の地震（飯田 昭47）

層は地殻のキズとして弱線をなしているわけであるから再び活動する場合にはその面で活動する可能性は非常に高い。実際に，1940，1966，1968年のEl Centro（Allen et al 1972），1901，1922，1934，1966年のPerkfield（Brown，Vedder 1967）やトルコのNorth Anatolia（Ambraseys 1970図－2），福井－三河（図－3）等その例は多い[4]。しかし時には既存の断層が地下深部で変成作用を受けたり，火成岩の貫入でゆ着したりこう結したりして弱線でなくなり再活動の可能性がうすくなることもある（Bonilla 1970）。

2）断層の型と地変

断層はその両側のブロックが相対的にいかなる方向に動いたかによって正断層，逆断層，横ずれ断層の3つの基本型に大別することができる。

① 正断層　主として鉛直方向の変位を伴うもので上位のブロックが下位のブロックに対して相対的にずれ落ちた型のもの。断層面は急傾斜（60度以上）のものが多い。

アイソスタシーによる鉛直方向の力が最大主応力として働いているところに生ずる。正断層は規模の大きいものは少なく，逆断層と同様地形面への現われ方が複雑で発見は困難である。

② 逆断層　正断層とは逆に，上位のブロックが下位のブロック上にずり上ったもの。特に傾斜の緩いものを衝上断層という。強大な水平圧縮力の働く地域やアイソスタシーによる鉛直力の働いているところの縁辺部，特に花こう岩等の隆起地域に多い。

③ 横ずれ断層　水平方向に最大変位をもつもの。断層面は鉛直に近いので平面図上では顕著な直線状をし，発見しやすい。規模の大きいものが多い。

実際の断層は，前述の3つの型のものが単一な型で存在したり発生したりすることは少なく，その組み合せになることが多い。

これらの3つの型の断層は工学的には次のような特徴がある。

① 断層の延長距離は横ずれ断層が大きくて日本においても地質区や大地質構造を画する主要な断層はほとんどこれに属する。特に中部地方以西に多い。

② 主断層に伴う副断層や派生断層（分岐断層，，枝断層，二次断層）は逆断層や正断層に多く横ずれ断層には少ない。前者の場合主断層の上側ブロックに副断層が生じ広い破砕帯を形成することが多い。

③ 逆断層や正断層では垂直方向のずれが大きく活動時には構造物の安定上はより厳しい条件となる。

④ 地表調査では横ずれ断層が最も発見しやすく逆断層はむずかしい。しかしトレンチや横坑では正断層や逆断層の調査は容易であるが横ずれ断層はむずかしい。

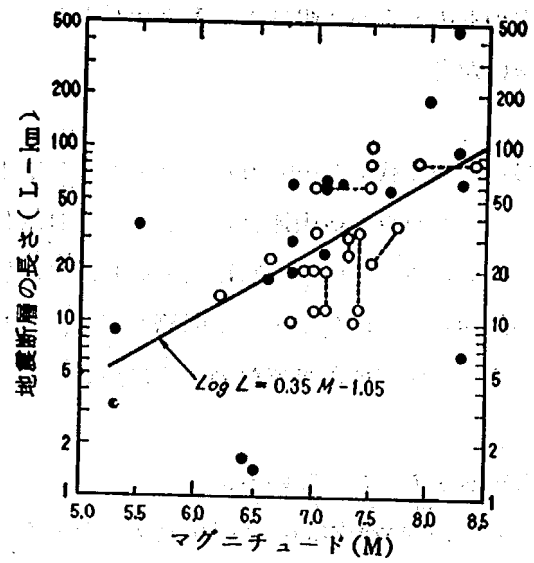
2.3 地震の規模と地震断層

1）地震の規模と地震断層の長さ

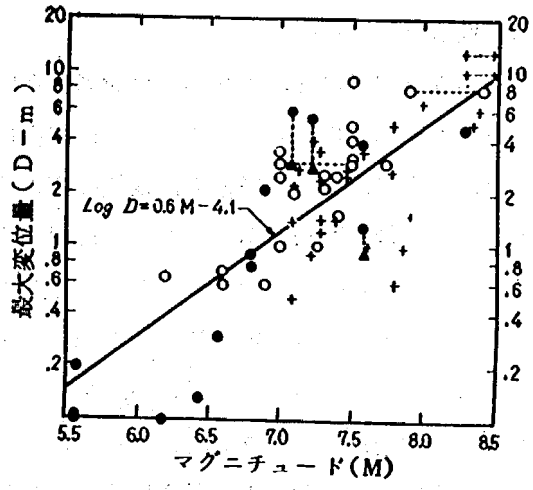
地震時に地表に現われる地震断層は，地質のほか地震の規模や震源の深さ等によって異なるが，地殻中に発生する地震では地震の規模が大きいほど地震断層の延長が長い。また余震域の広がりをみると，その長軸方向が地震断層ののびの方向に近く長軸の長さも地震断層の長さに相当することが多い[10]。

一方，1回の地震で1つの活断層の全長が動くことが少ないかも知れないが，もし全長が動くと仮定すれば1つの活断層にそって発生する地震の最大規模を予測することができるはずである。

図－4は地震の大きさ（M）とその時に生じた地震断層の長さ（L）との関係を示したものである。図中・は北米（主としてカリフォルニアおよびネバダ）の例[11]，。は日本の例[10]で，破線はデータが異なる場合の範囲を示したものである。またBonilla は地震断層の種類によってその長さが異なることはないと



図－4　地震規模と地震断層の長さ（資料はBonilla 1967, 松田 1975, 他）



図－5　地震の規模と最大変位量（資料はAlbee et al 1966, Bonila 1967, 松田 1965, 他）

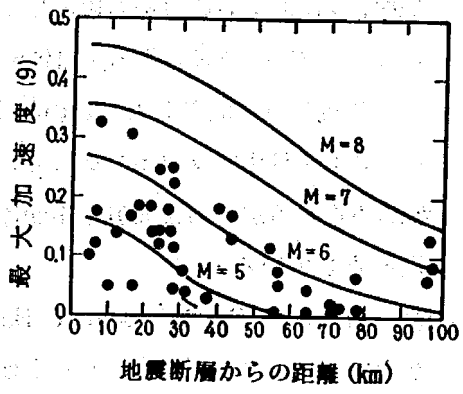
結論づけている[11]。

2）地震の規模と地震断層の最大変位量

図－5は地震の規模（M）とその時生じた地震断層の最大変位量（D）との関係を示したものである。図中・は北米[11]，。は日本[10]，＋はその他の地域[12]での例である。また断層の種類によってもこの関係は変わらない[11]。

3）主地震断層と副地震断層

主地震断層とそれに付随する副地震断層（派生断層）の変位量は主断層からの距離によってきまる。主断層からの距離が約1.5kmで主断層の最大変位量の40％以下，同様に2.5kmで30％，5.5kmで20％となり，それ以遠では低減率がほとんど変わらず，最も遠い例では13.6kmまで観察されている[11]。



図－6　地震断層からの距離と最大加速度（Albee 他 1966）

4）主断層からの距離と最大加速度・卓越周期

最大加速度や卓越周期は地質のほか主地震断層からの距離によっても大きく変わる。これまでの調査例が少ないので一般的な傾向を述べると（図－6）[13]

①　最大加速度は主地震断層からの距離に比例して小さくなる。その減少率はマグニチュードが大きいほど著しい。

②　卓越周期はすべての地質に対して主地震断層からの距離に比例して大きくなり，硬岩盤ほど増加が著しい。

3.　活断層の調査法とその評価

3.1　活断層の定義

活断層とは「地質学的に最近活動したもの，現在活動しているもの，または近い将来活動しそうなもの」と漠然と定義されており，人によってかなりニュアンスを異にした使い方や受けとり方がなされている。

特に活断層（Active Fault）という語感から「現在活動中のもの」とか「明日にでも必ず動きだすもの」というような意味にとられ必要以上に不安がられている嫌いがある。

① 地質学的な定義

多くの地質学者は「最近活動した断層」という場合の最近を新生代（7,000万年前）とか第三紀中新世（2,500万年前）にとっている。これは現在に続くアルプス－ヒマラヤ造山運動がはじまり，日本列島の骨格がほぼ出来あがった時期で，地殻の応力状態が現在のものに近いという論拠による。日本では無数といえるほど多数の断層があり大部分この中に入ってしまい，明らかに活動が止った断層が多く，また，実際に活動した断層の数と比較して考えるとこの定義では範囲が広すぎて妥当でないように思われる。

② 米国原子力委員会暫定基準（1969，1972）[14]

原子力関係施設を設置する場合の基準として次のような定義をおこなっている。

i）測地学的にクリープしていることがはっきりしているものや地震観測によって認められるもの。

ii）第四紀後半（数十万年前）以後に活動したことが認められるもの。

iii）地割れ，傾動，地形的なずれが地形的または地質構造的にはっきりしているもの。

iv）すでに活断層と判定されているものに伴うもの。

この定義は原子力施設を対象にしており，一般に安全側すぎるといわれている[4]。

③ ニュージランド地質調査所（1966）[14]

50万年前以後に活動したことのあるもので，過去5,000年間に1回またはそれ以上活動したもの（頻度によってⅠ～Ⅲまでランキングしている）。ただし過去5万年～50万年間に少なくとも1回は活動したことが認められるがその後5,000年間に1度も活動していないものは活断層とせずLate Quaternary Fault Traceとしている。

④ Alquist－Priolo Geologic Hazard Zone Act（1972）[15]

カリフォルニア州で制定された土地利用に関する規制法で，これでは沖積世（11,000年前）以後としている。州法にもとづいて広汎な規制をしているのは初めての例と思われる。

⑤ 地質工学的定義（試案）

上記のほか多くの人々が種々の見地から活断層の定義をしているがその大部分は前述の①～④の定義の中に入る（松田 1968，Allen 1965，Bonilla 1969，Cluff and Bolt 1969，Sherard 1974等）。

これらを参考に日本の地質条件や工学的な観点（耐用年数等）を考慮して，活断層とは次のうち1項またはそれ以上に該当するものと筆者は考えている。

i）過去35,000年以内に活動したもの。

ii）過去50,000年以内に2回以上活動したもの。

iii）中小地震（M4～5）が2回以上発生したもの。

iv）微小地震（M1～3）が頻繁に発生しているもの。

v）測地学的に活動していることが確認できるもの。

vi）すでに活断層と確認されたものに伴うもの。

上記のうちi）～ii）は主としてカリフォルニアにおける数十年間のデータと実際の地震観測にもとづくもので，またC^{14}による絶対年代の決定が可能な範囲でもある。iii）～v）は地殻中にひずみが蓄積されていることも示し，vi）は活断層の特徴の1つである。

3.2　活断層の調査法

活断層の調査も一般の地質調査と同じように概査と精査に分け，広い範囲の調査から狭い局所的な調査へと段階的に進める。また調査は，断層の抽出→活断層の確認→規模・頻度の確認→評価（3.3）の順序でおこなう。

1）概　　査

次の各項を調査し新しい時期に活動した可能性のあるものを見出し，精査の候補をきめる。ただしこの段階で活断層と断定することは困難なので新期断層と仮称する。

① 文献調査

地形，地質，地震，地方誌，災害記録等

② 地形調査

縮尺 1/20 万および 1/5 万の地形図。調査範囲は 1/20 万の地形図で 100 km以内，1/5 万で30km以内。断層地形（線状構造とそれに伴う微地形），段丘や台地等新しい地形の分布や形態，湧泉，温泉，火山，土地利用等

③ 空中写真解析

縮尺 1/2.5 万～1/4 万 調査範囲は30 km以内。調査項目は地形調査に準ずるが情報量が多く精度も高い。斜写真が効果的であることもある。

④ 既応地震の調査

設計震度を決めるための調査と平行しながら調査するができるだけ震度の小さいものまで含める。特に震央の分布に注目する。調査範囲は 100 km以内。

⑤ 地質踏査

縮尺 1/2.5 万～1/5 万 の地形図でおこなう。特に断層地形や新期堆積物に注目する。

2）精　　査

構造物の重要度や他に与える影響度に応じて調査範囲や調査精度が異なる。調査目的は，活断層か否か，活断層の位置・分布，種類，規模（延長と変位量），活動時期と個々の変位量などである。これまで調査実績が少なく，活動時期の決定は大変困難である。

① 地質踏査

縮尺 1/1,000 ～ 1/500 。調査対象は特に洪積層，沖積層，段丘，現河床堆積物，火山灰，崖すい等の新しい堆積物で，その分布や形態に注目し，相対的な位置や時間的な対応関係を調べる。地形的要素が大きい。

② 測地・測量

過去のデータを解析するとともに少なくとも 1 カ年以上調査する。

③ 微小地震観測

観測点 3 点以上でおのおの 10 ～ 15 km位離して設ける。観測期間は 1 カ年以上。

④ トレンチ

想定断層に直交させ，断層の位置や種類，変位量（全体および活動毎に）等を調べる。

⑤ 活動時期の決定

C^{14} による絶対年代の決定。他の時期のわかる層との対比。

3.3　活断層の評価

3.2の活断層の調査法によって活断層であることが確認されれば，構造物との位置関係，活断層の種類，予想される最大地震規模および最大変位量を求める。これらの推論は現在観測される地震とそれに伴う地震断層とから求めたものでまだまだ検討の余地が大きい。また現在のところ活動の時期を予測することは不可能である。

1）変位の生ずる位置

地震の反復性からすると地殻中に生ずる応力の方向性は長期間一定に保たれる。したがってそれによって生ずる地震断層の方向性も一定となる。また既存の断層（ここでは活断層）は強度的にも弱くなっているのでそこで再活動しやすいということは十分考えられ，本論の前提条件となっている。

多くの場合新地震断層は主活断層上に生ずるが，明らかに副断層や派生断層上に生ずることもあり稀には全く新しくできることもある。しかし，変位量からすると主活断層が最も大きく頻度も高いのに対して主活断層から離れるにつれて変位量が小さくなる（2.3.3）。

2）最大地震規模

耐震設計の震度法で用いる期待値（例えば100年確率）が，図－4から最小二乗法によって求めた次式のうち大きいものを用いる。

$$\log L = 0.35\,M - 1.05$$

ただし　L：活断層の長さ（km）

M：地震規模（マグニチュード）

マグニチュードに最大値があるように1回で動きうる断層の長さにも上限があり，中央構造線のように延長の長い活断層は1回で全体が動くことはない。また副断層や枝断層がある場合でも主断層の長さによって決める。

3）最大変位量

地震の規模が決まれば，図－5から最小二乗法によって求めた次式によって最大変位量を計算する。

$$\log D = 0.6\,M - 4.1$$

ただし　D：最大変位量（m）

あとがき

活断層についていろいろな分野の研究者が各種の目的で行ってきた調査研究の成果を，構造物の設計にどう取り入れるべきかということを念頭において概観的にまとめたものである。しかしながらこの分野の研究は始まって日が浅く，未だわからないところや研究者によって意見の合わないところが非常に多い。しかし活断層はわからないからといって全くさけて通ることもできない。現在の知識で何がわからないか，どう対処することはできるか，1つ1つ吟味し努力して解決していかざるを得ないであろう。

本文を草するにあたり岡本地質研究室長にご検討をいただいた。また今西地質官，桑原主任研究員にご指導いただいた。データの整理や図面の作成は加藤技官にお願いした。記してこれらの方々に謝意を表します。

参考文献

1) 山東哲夫：「地震学の新しい展開」 土と基礎 21-6～11 1973

2) 飯田汲事：「地震」北隆館，昭47

3) 鉄道省熱海建設事務所：「丹那ずい道工事誌」 1936

4) Sherard, J.L., Cluff, L.S., Allen, C.R. : " Potentially active faults in dam foundations " Geotechnique 24-3 1974

5) USGS : " The San Fernando, California, Earthquake of February 9. 1971 " USGS Professional Paper 733, 1971

6) Kobayashi, Y. : " Some problems related to engineering geology in earthquake hazard a assesment and prediction " Proc., 2nd Int., Conf. IAEG 1974

7) 土木学会耐震工学委員会：「1974年伊豆半島沖地震報告」 土木学会誌 1974年10月号

8) 望月利男：「1974年伊豆半島沖地震調査報告」 土と基礎 22-12 1974

9) Ambraseys, N.N. : " Some characteristics of the Anatolian fault zone " Tectonophysics 9 1970

10) 松田時彦：「活断層について」 断層と地震シンポジューム 1975

11) Bonilla, M.G. : " Histric surface faulting in Continental United States and adjacent parts of Mexico " USAEC Report TID-24124 1967

12) Albee, A.L., Smith, J.L. : Earthquake Characteristics and Fault Activity in Southern Carifornia " Engineering Geology in Southern Carifornia 1966

13) Housner, G.W. : " Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault " Proc. Third World Conf. on Earthquake Engineering 1965

14) Oborn, L.E. : " Seismic phenomena and engineering geology Proc. 2nd Int. Conf. IAEG 1974

15) " Alquist - Priolo Geologic Hazard Zones Act " California Geology, Jan. 1974

質　凝　応　答

大木（東北）：

地震にはプレートの境界で起るプレート型とでもいうべきものと内陸で起る内陸型があるが，発震機構は両者とも同じで内陸型も断層＝地震と考えて良いか。

菅原（土研）：

地震があっても動く断層は限られており，主な断層に平行なものしか動かない。たとえば東北地方では，大平洋プレートの動きに伴なう内陸の断層の動きは認められない。したがって内陸型の地震はプレート型とは別の発震機構を考える必要がある。

三村（本省）：

今の説明では断層の場合，ある一定の方向のものが活動するということであるが，それでは断層自身に周期性があるならば，その調査方法について説明していただきたい。

菅原：

時期のスケールを 10^3 ～ 10^4 年のオーダーで考えれば周期性はかなりある。活断層の場合に活動を論ずるのは 1, 2 年のオーダーではなく，1000 年程度と考えているわけであるから実際の耐震設計等に適用するには，まだまだギャップがある。調査方法としては主として地形学的手法（空中写真）が用いられている。

4. 伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について

土木研究所地質研究室

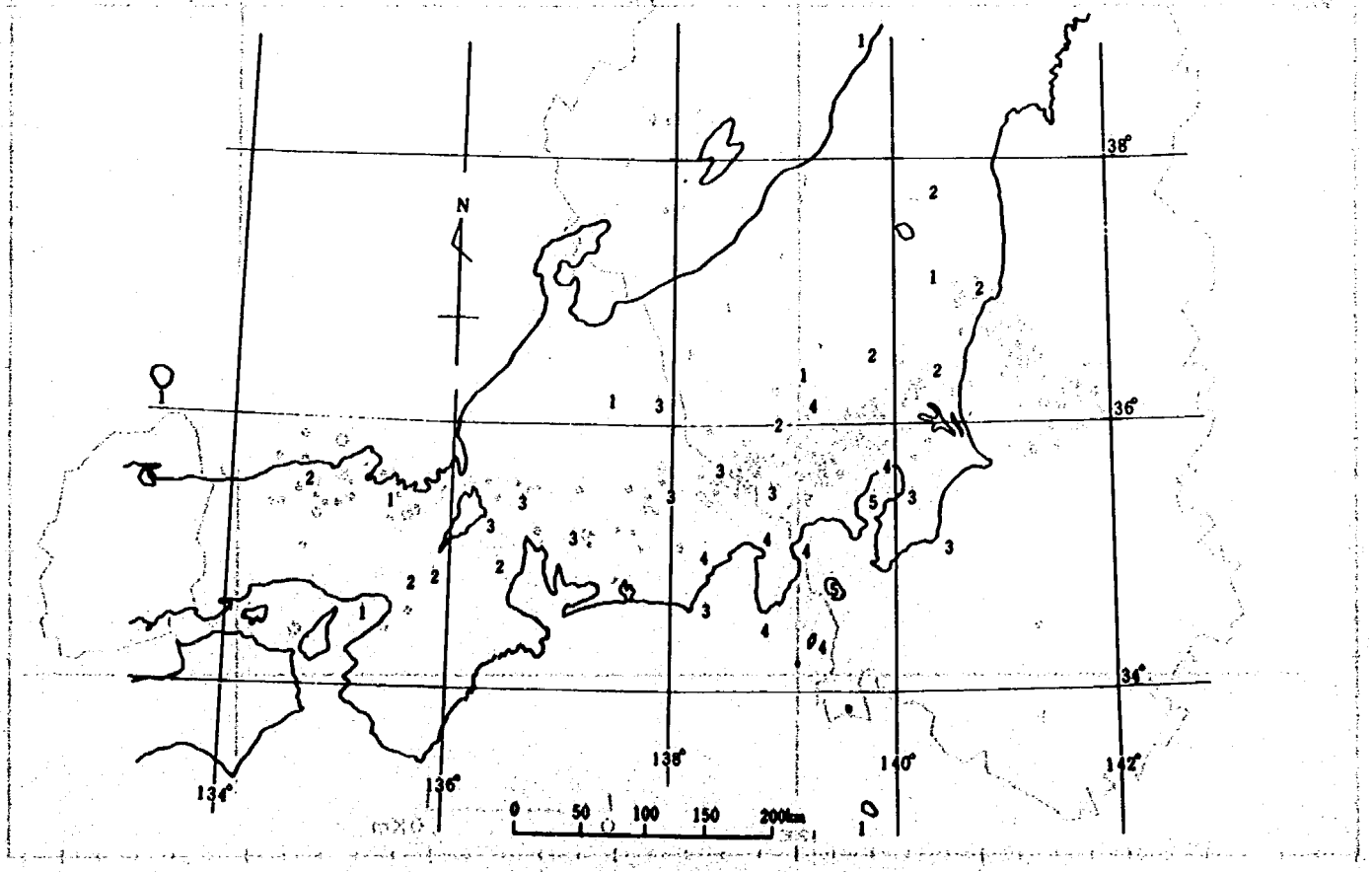
主任研究員　桑原啓三

4. 伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について

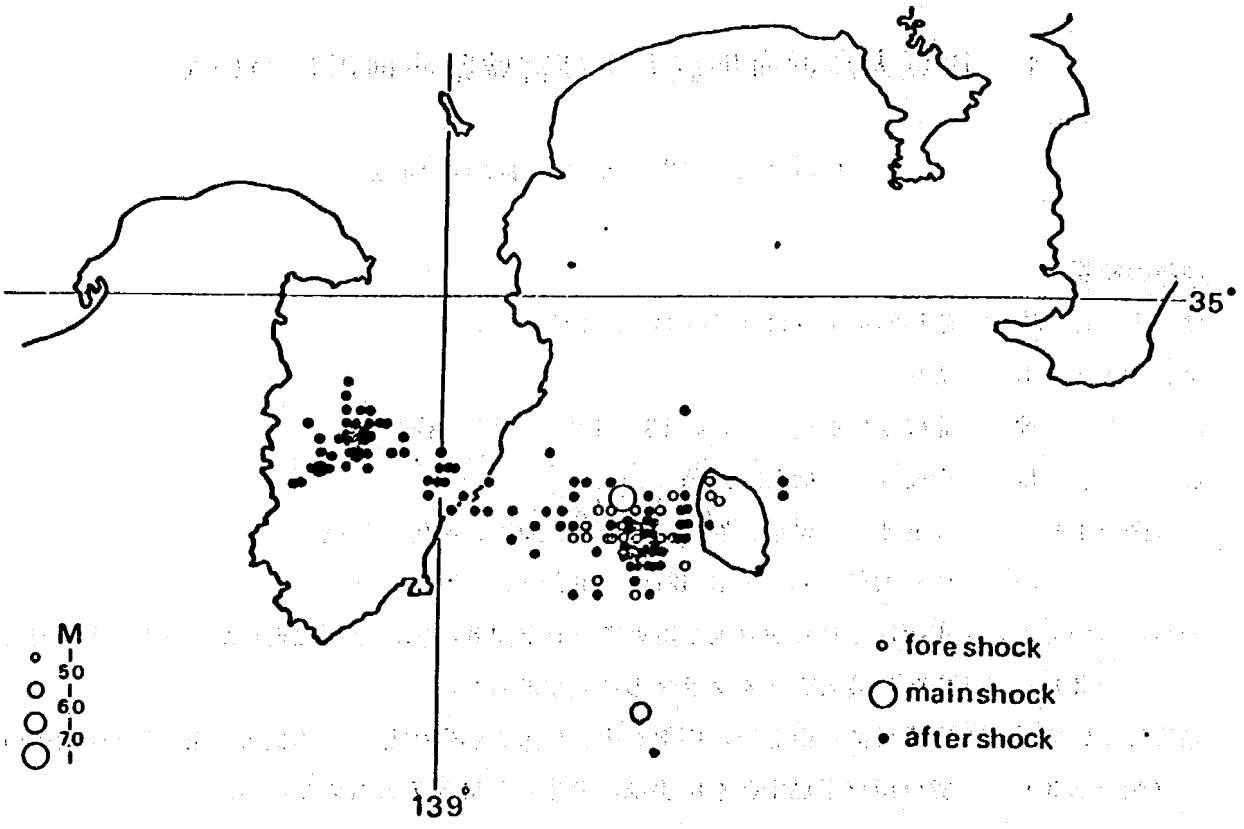
1978年　伊豆大島近海地震概要

1. 地震の概要

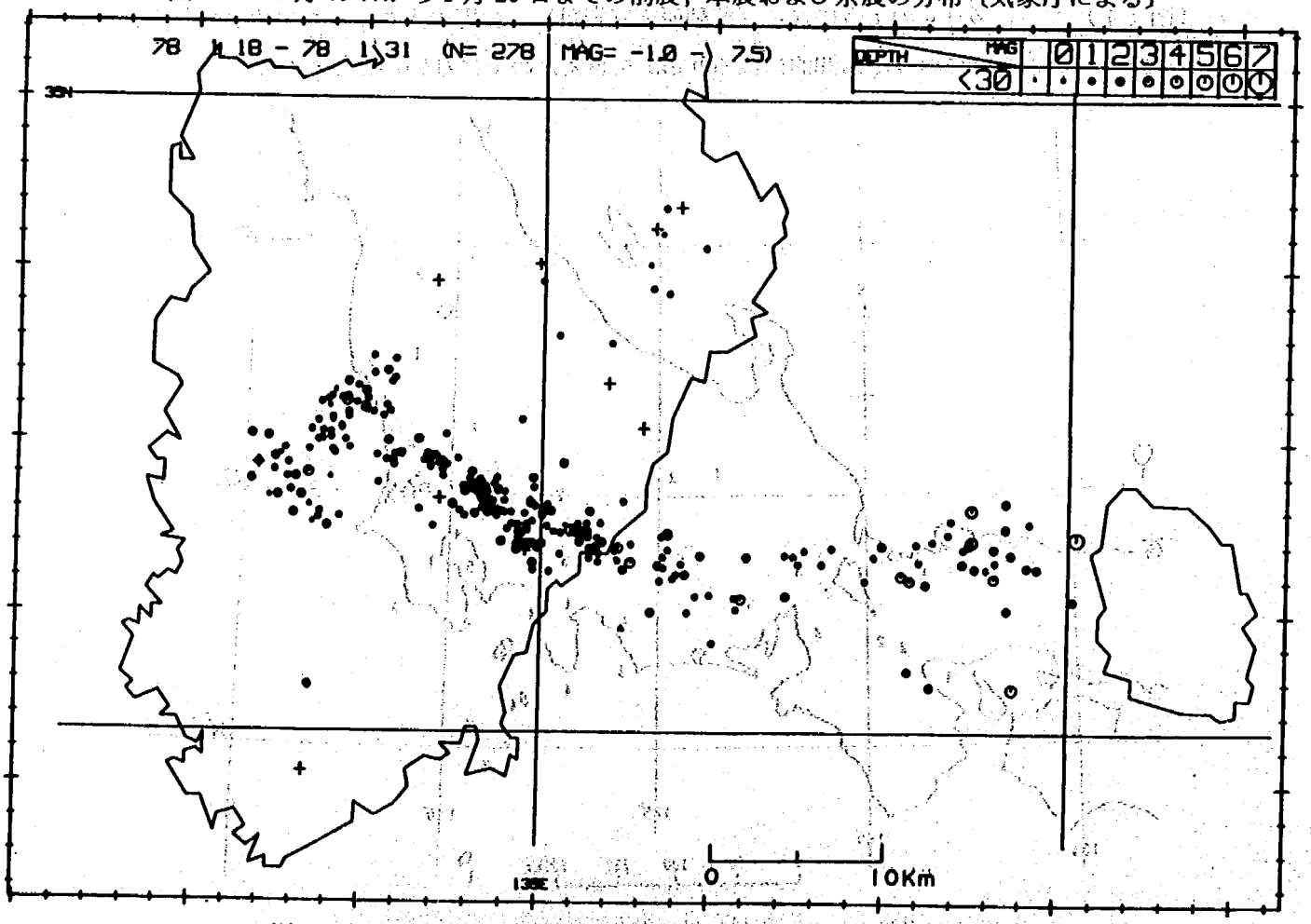
発生日時	昭和53年1月14日午後12時24分
マグニチュード	7.0
震源地	北緯34°45′　東経139°14′　深さ　約3km
震度 （図－1）	震度5　横浜，大島 震度4　東京，静岡，石廊崎，館山，網代，三島
津波	伊豆大島35cm，館山12cm，湖岬5cm
前震について， （図－2）	主震に先立ち伊豆大島附近で13日PM8時頃より群発地震が発生し，14日午前を中心に最大震度4クラスの地震があった。
余震について， （図－2，3）	主震のあと伊豆半島中部を中心に余震が発生し，その最大のものは15日午前7時32分伊豆半島中部を中央部に発生したM5.7のものである。
最大加速度 （図－4）	墓石の転倒率と最大加速度の関係を用いて，本震による最大加速度を推定すると図－4のようになる（振動研究室資料）。被害の大きかった東伊豆町から，河津町にかけて瞬間的には400 galを超えたのではないかと思われる。



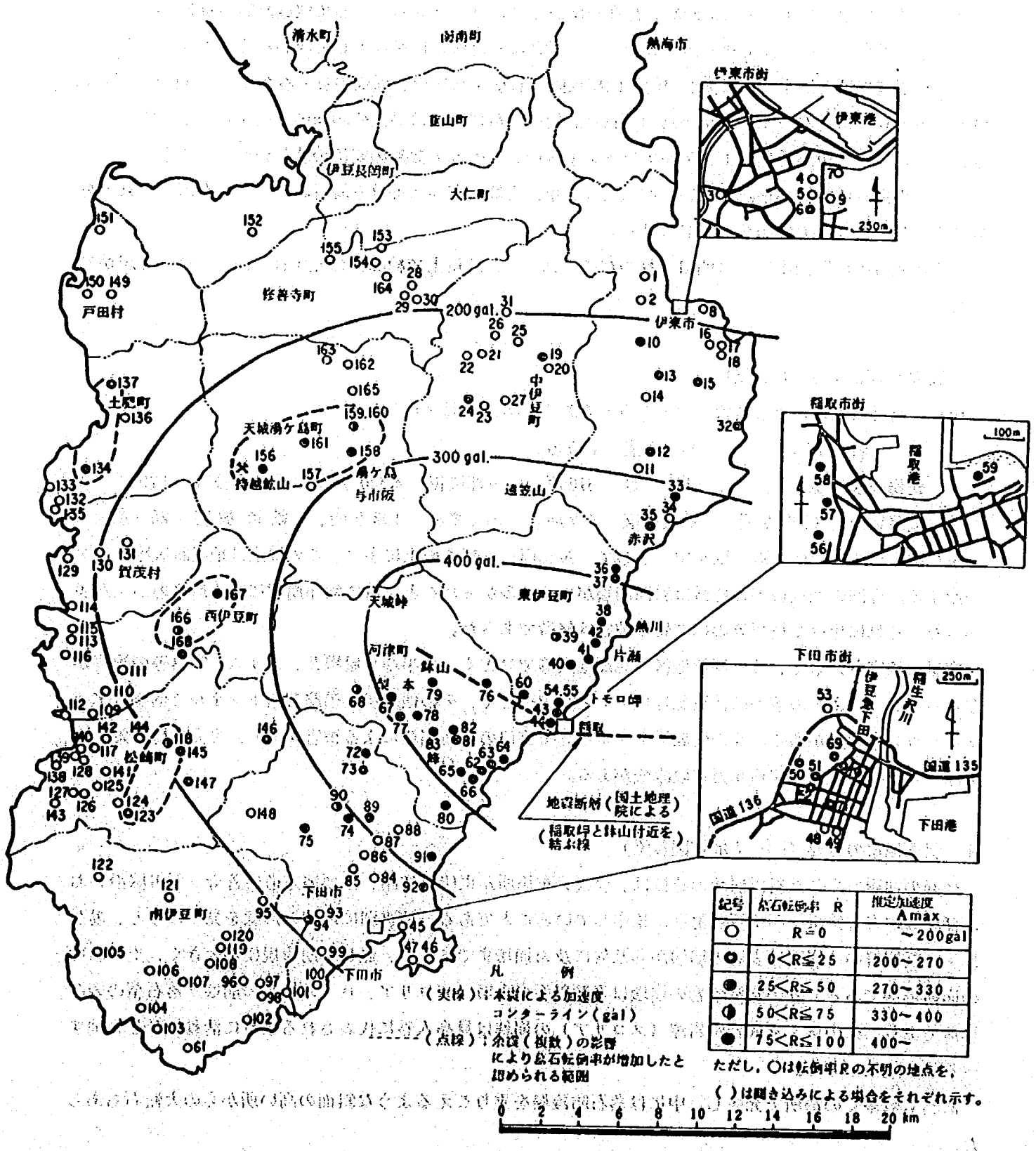
図－1. 各地の震度分布（気象庁による）



図－2.　1月13日から1月20日までの前震，本震および余震の分布〔気象庁による〕



図－3.　1月18日から1月31日までの余震分布（津村らによる）



記号	墓石転倒率 R	推定加速度 Amax
○	R＝0	～200gal
◐	0＜R≦25	200～270
◉	25＜R≦50	270～330
◑	50＜R≦75	330～400
●	75＜R≦100	400～

ただし，○は転倒率Rの不明の地点を，（ ）は聞き込みによる場合をそれぞれ示す。

図－4　墓石の転倒状況から推定した最大加速度分布（振動研究室による）

2. 地震断層

伊豆大島近海地震によっても活断層の存在が確認された（図－5）。一般に地震断層の断層線は岩盤の露頭がある場合は直接確認できるが，表土がある場合は雁行状の亀裂群として現われるとされている。確認された断層線は国道135号線稲取中前，同校校庭で右横ずれ18cm，稲取中裏のみかん畑で雁行状の亀裂，根木の田でローム層右横ずれ7cmが確認された。他の資料によれば最大約50cmの右横ずれが生じているとされている。また伊豆急稲取トンネルではトンネル中央部附近で数条の変位の著しい部分がある。

一方，小出らは断層の追跡を行い，稲取より北東に大峰山方向に伸びる雁行状きれつ，石垣のずれ等を数多く発見し，稲取大峰山断層と名付けた。

さらに北方の浅間山中腹には開口きれつが見られ，その延長上で約45cmの左ずれ，30cm北東側隆起が見られる。

3. 被害の概要（図－6参照）

伊豆大島近海地震による被害は次のとうりである（国土庁調べ）。

死　者	25名，	負傷者	205名，						
建物全壊	96戸，	半　壊	616戸，	一部破損	4,320戸，	非住家被害	575戸		
道路損壊	2,997ケ所，	橋梁損壊	3ケ所，	山くずれ	193ケ所，	鉄道被害	26ケ所		

主な被害箇所は東伊豆町稲取を中心として，西北西にのびる線上に多い。この線上は地震断層線とほゞ一致する。今回の地震被害の特徴は斜面崩壊が極めて多かったこと，特に斜面崩壊による道路の損壊が多かった。それに比べて橋梁等の構造物の被害は軽微であった。

家屋の被害も甚しく，特に稲取地区，見高地区等でひどく，全半壊や屋根瓦，ガラス，家具等の被害が多かった。トンネルの被害は伊豆急稲取トンネルでひどく，その他東伊豆道路友路トンネルで倒壁，アーチクラウンの剥離がある。その他黒根トンネル等で坑口の斜面崩壊による被害がある。さらに持越鉱山の鉱滓ダム沢潰による鉱滓約6万㎥の流失がある。

4. 斜面崩壊の概要（図－7地質図参照）

今回の地震で生じた斜面崩壊の特徴は，崩壊分布箇所が東伊豆道路，主要地方道修善寺一下田線沿いおよび主要地方道伊東一西伊豆線附近に集中していることである。地質別に崩壊の形態を見てみると，湯ケ島・白浜層群中の崩壊は表層の崩壊から基盤に及ぶ崩壊まであるが，概して崩壊規模が大きく，土の斜面の崩壊形態である。安山岩質熔岩の崩壊は岩盤斜面の表層（スコリア，ローム等）の崩壊と落石型の表層崩落であり，火山灰，玄武岩質岩滓（スコリア）の崩壊は見高入谷に代表されるように活動の激しい地すべり型の崩壊である。

落石も数多くの箇所で発生し，中には落石防護柵を乗りこえるような斜面の高い所からの大転石もあった。

空中写真判読による211箇所の崩壊ケ所の統計解析結果と道路協会による道路のり面の被災箇所の調査結果を図－8，図－9，図－10に，空中写真判読による数量化解析Ⅲ類による解析結果を図－11に示す。

今回の地震による斜面崩壊発生頻度を図－12に示す。図－12には余震分布および従来断層あるいは活断層といわれているものを記している。

図－8.1によると，高さ20～60mの斜面の崩壊が多く，70～100mが少なくさらに100m以上が多くなっている。崩壊高さ100m以上のものはその殆んどがスコリア層の地すべりである。

図－9.1，図－9.2に道路協会の調査結果を示す，自然斜面の崩壊（図－8）と道路の崩壊（図－9）を比較すると国道，県道，市町村道をすべて含めた道路の崩壊で20m以下のものが非常に多く80%くらいあり，自然斜面の方が規模としては大きい崩壊がおこっているといえる。自然斜面の崩壊の巾は50%程度が20m以下で非常に狭く，その反面60m以上の大きなものがあるが，これもスコリア層の地すべりと見ることができる。斜面の崩壊が起きた勾配は約73°～63°（3～5分勾配）が最も多く，勾配が緩くなるに従がい崩壊数は減るが，3分から1割2分勾配の間でほとんどの崩壊が起こっている。道路については図－9.1に示されるように50°～80°の間に非常に多く分布しているので，かなり急勾配のところで崩壊しているといえる。

崩壊の起こった平面形状では凸形が一番多く，平行形，凹形の順になっている。縦断形状では平行形が一番多く，凸形，凹形の順である。雨による崩壊では凹地に発生するのが多いとの報告があるが，地震の場合は凸形が多いのが特徴である。地形は伊豆半島の地形そのものが山岳地形と周辺部の海食崖が発達しているので当然山岳地形と海食崖の崩壊が多い。図－8.2によると崩壊を生じた斜面の向きは東から南東，南，南西がかなり大きな頻度分布を示していて，北側の向きの斜面は少ないことがわかる。これは日当りの良い斜面は風化が進んでいることを示していると考えられる。傾斜変換線までの距離は10m以下が非常に多く，約55%を占め，これも雨による崩壊に比べて非常に特徴的である。

崩壊地の地質は第三紀層の所が非常に多く，次いで安山岩の所が多くスコリア層，泥流のところは少ない。以上が自然斜面の特徴である。

図－9.1は道路斜面の崩壊の集計であるが，国道，県道，市町村を含めて被災斜面143ケ所が調査されている。無被害の斜面として362ケ所調査されているが，両者とも切土のり面が非常に多い。崩壊のタイプとしてⅠ型とⅡ型があり，Ⅰ型は表層の肌落ち程度の小規模な崩落，Ⅱ型は浅い崩落であるが，道路の場合は非常に浅い崩壊が多かったと言える。

調査斜面の種類別の被災形態をみると，切土のり面は浅く小規模のものが多く，切土のり面と自然斜面の複合型は大きな崩壊につながっている。崩壊土量は100㎥未満が60%程度を占め，500㎥を越えるものは少ない。

図－9.2は災害に参加した主要な土質，岩質である。土砂では礫質のもの，軟岩ではキレツの少ないもの，硬岩ではキレツの多いものが崩壊した例が多い。地質では，溶岩，第三紀層の凝灰角礫岩，凝灰岩及び崩積土などが非常に多くなっている。我々の調査（図－8.2）では地質調査所の5万分の1の地質図を用いたので若干異っているかもしれない。さらに保護工については，保護工なしの崩壊が一番多く，ついで全面保護ありと部分的な保護工ありとなっている。保護工ありのところで崩壊しているのは，植生箇所が約60%を占め，構造物保護工では，石積，特に空石積の被害が多く約30%で，練石積の被害は少ない。モルタル吹付をしたところが良い岩盤だったからかもしれないが，モルタル吹付工の被害は非常に少ない。以上のことから空石積および植生が地震に対して問題があるのではないかと思われる。

図－10は，211ケ所の崩壊箇所をクロス集計して，どのような特徴があるかということを詳しく見ようとしたものである。斜面高の低いものは崩壊幅も小さいということがわかる。斜面高と勾配の関係を見ると，高さの低いものは比較的ゆるい勾配で崩壊しているが，高さが高くなるに（60mまで）従ってだんだ

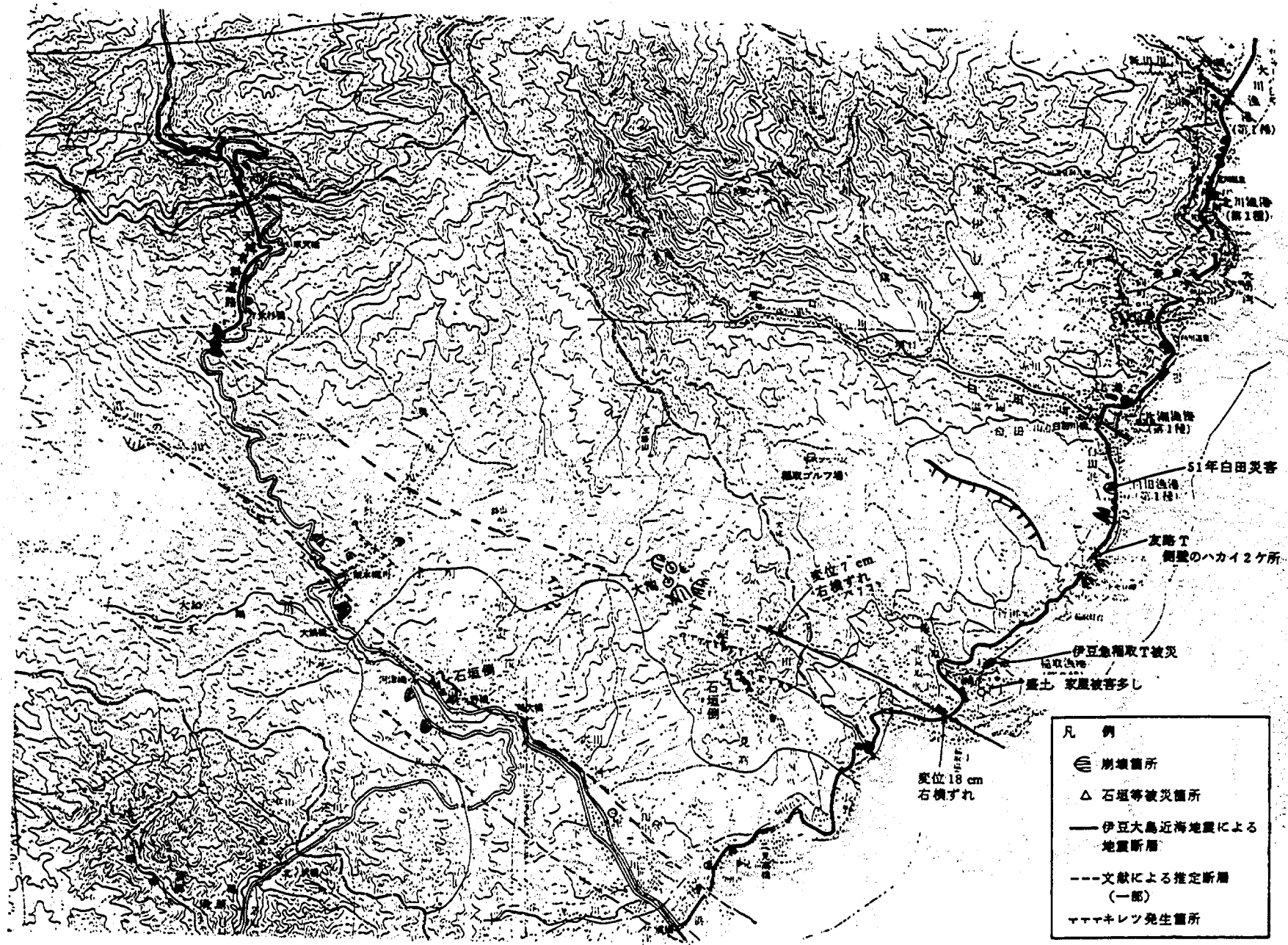
ん急勾配になっている。60m以上になると明瞭なピークを示さないが，これはスコリアの崩壊の影響であると思われる。地質と勾配を見ると，第三紀層では40°前後（8分から1割程度）が多く，安山岩質の溶岩の場合かなり急（63°）なものが多い。スコリア及び泥流は明瞭なピークをもたない。傾斜変換線までの距離も同じように第三紀層と溶岩の場合非常に短かい所でおこっている。図－10.2 において，第三紀層，溶岩ともに崩壊高20～40mにピークがあるが，第三紀層では100m程度の大規模な崩壊が起っているのに対し溶岩は60m以上の崩壊は非常に少なくなっている。したがって第三紀層の方が大きい崩壊が多発したといえる。地質と平面形状の関連では第三紀層において特に凹型と平行型の崩壊例が多い。縦断形状で見ると，第三紀層では平行型が非常に多いが，溶岩では凸型と平行型が多い。

図－11は，数量化Ⅲ類による解析結果である。第一象限に分布するものは比較的小規模な崩壊を示している。地質別では第三紀層，溶岩，泥岩等の比較的小規模な表層崩壊や，高さも20m程度，幅も20m程度までが非常に多い。傾斜は50以下（最大頻度は35°～45°）の小さい崩壊の1群がそこに示されている。但し，小さいものばかりではなく数ha，土量20数万m³程度の崩壊（例えば41番）も含まれている。第二象限では，ほとんど第三紀層の崩壊になっていてかなり大規模である。崩壊の高さが50m以上，平面形状は凸形のものが多い。

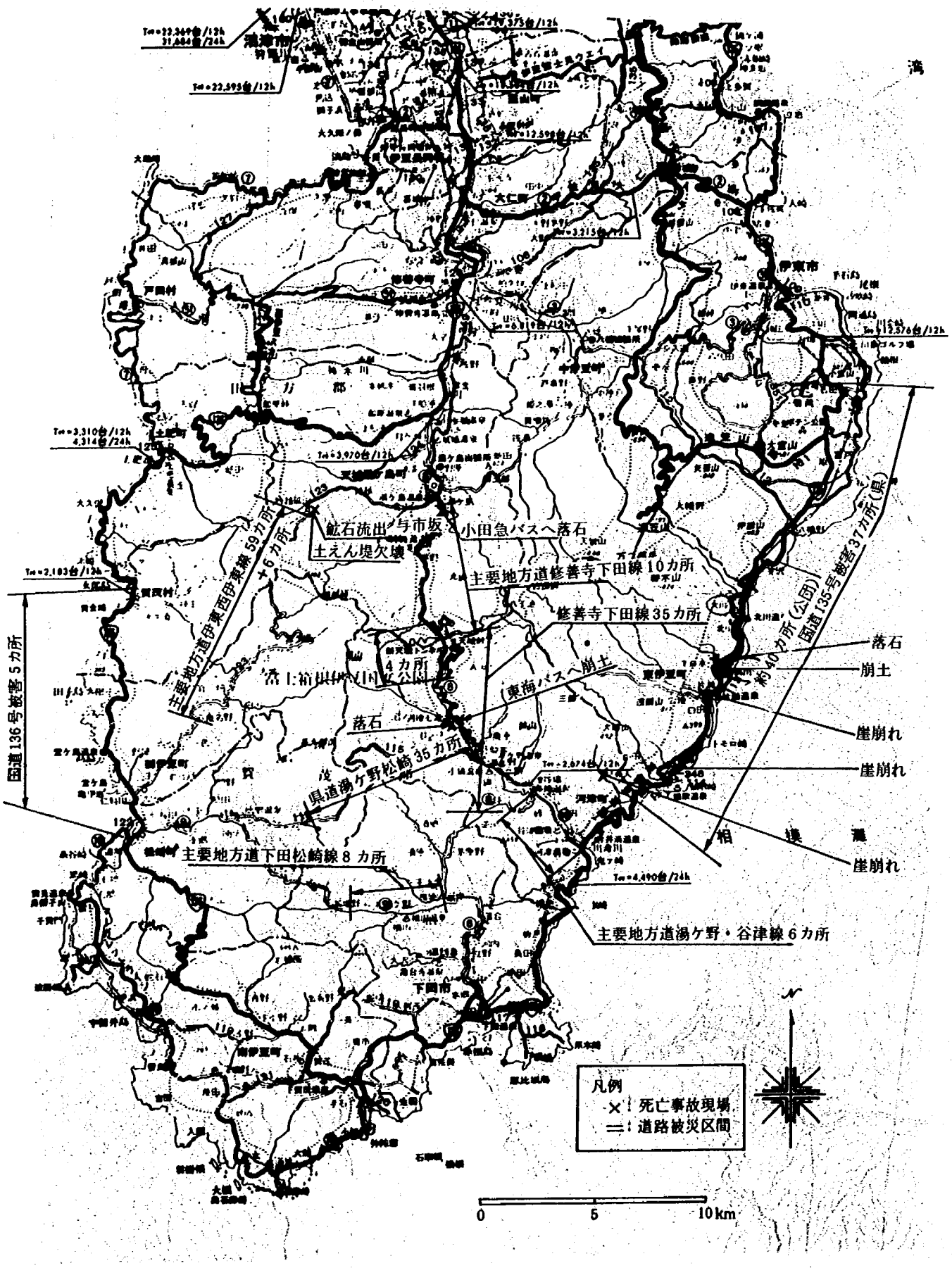
縦断形状は平行型あるいは凹型のものが多い。傾斜変換線までの距離が非常に短く20m以下で，地山の勾配が50°ないし37°～38°でかなり急勾配である。これは最も規模の大きい崩壊のグループに属する。第三象限では，ほとんど安山岩質溶岩の崩壊である。第三紀層の崩壊も少し含まれているが，やや大規模な崩壊である。高さが40m以上で幅の広いものであり，平面形状が凸型あるいは平行型，縦断形状も同じく凸型あるいは平行型である。傾斜が50°以上で非常に急であり，傾斜変換線までの距離が20m以上でやや遠くなっている。第四象限に分布しているのは，すべて安山岩質の溶岩である。高さは，まちまちであるが幅が非常に狭く20m程度までが非常に多く，30m程度のものは非常に少ない。傾斜は50°以上であるが第三象限のものよりももっときつくなっている。傾斜変換線までの距離はほとんど0に近く，傾斜変換線のところから落ちている。

数量化Ⅱ類による解析が道路協会で行なわれているのでその結果について報告する。その結果によると崩壊に一番寄与するのは土質分類であり，礫質土が一番悪く，砂質土，粘性土の順になっている。その次に寄与するのは直高（法面の高さ）であり，高いものほど落ちる確率が高い。直高に次いで表層の岩質が寄与しており，キレツの多い岩，軟岩等で崩壊が起こりやすい。斜面保護状況では，当然無処理のところの崩壊が多く，植生のところが非常に悪い。山腹形状は凸型のところが悪く，斜面の向きも関係がある。土質，岩質，のりの高さなどが非常に崩壊と関連が深い。

図－12に崩壊分布とリニアメント，余震分布の関係を示す。黒の点が余震分布，黒の実線あるいは破線は，活断層あるいはリニアメント（村井，金子1974による）である。崩壊の個数は2km四方中の個数で表わされ等崩壊数線で示されている。これによると天城峠から若干河津に寄ったところにピークがあり，余震分布と崩壊分布はかなり一致している。等崩壊数で見ると，一番高いところから稲取に至る斜めの線があるが，図－5の地震断層と比べてみると分かるようにかなり一致した所を通っている。

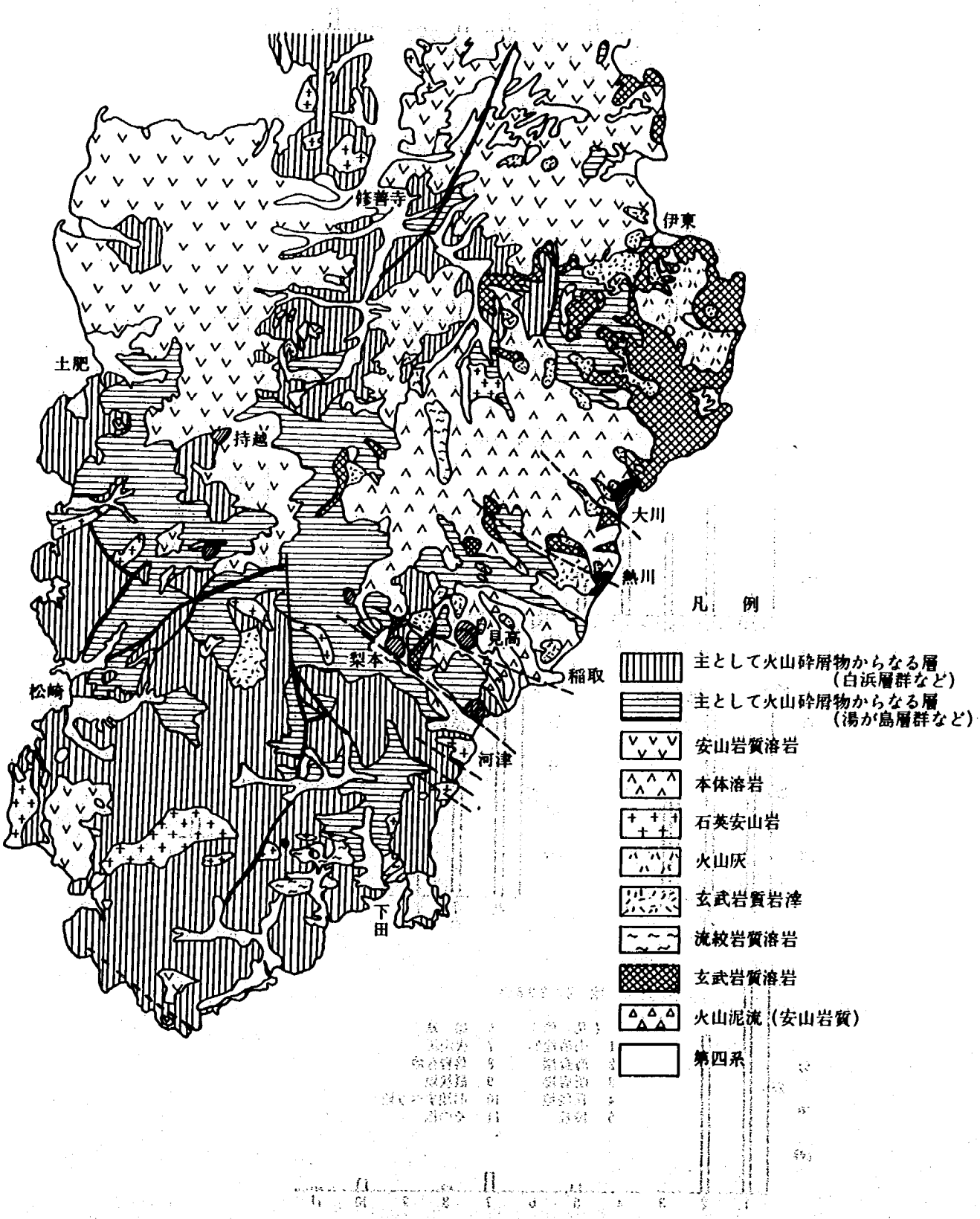

51年白田災害
友路T
側壁のハカイ2ケ所
伊豆急稲取T被災
盛土 家屋被害多し
変位7 cm
右横ずれ
変位18 cm
右横ずれ
石垣側
凡 例
崩壊箇所
△ 石垣等被災箇所
伊豆大島近海地震による
地震断層
文献による推定断層
(一部)
ママキレツ発生箇所

図−5 稲取付近の活断層

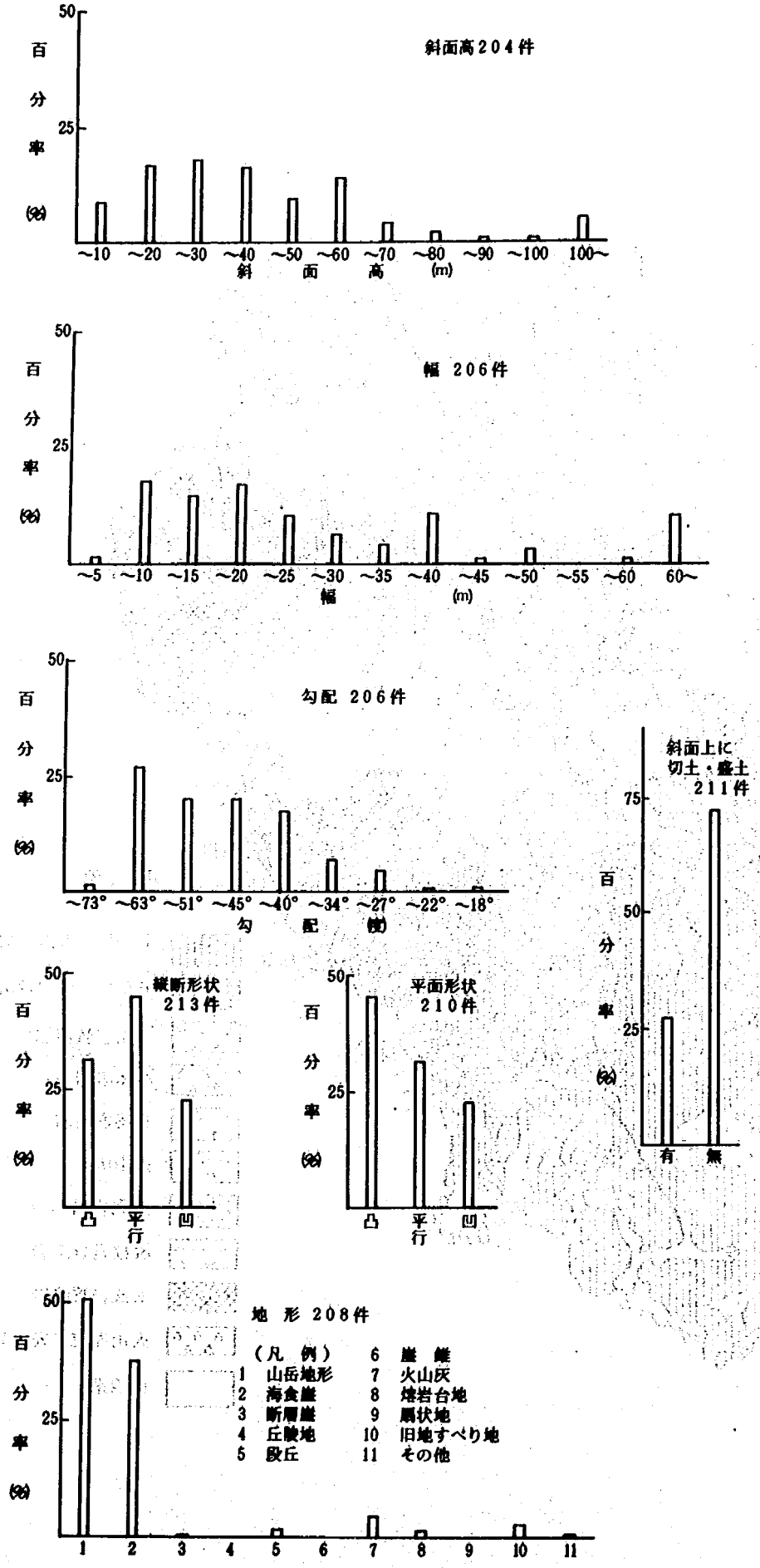


鉱石流出
与市坂
小田急バスへ落石
土えん堤欠壊
主要地方道伊東西伊東線 59カ所
+6カ所
主要地方道修善寺下田線 10カ所
修善寺下田線 35カ所
4カ所
東海バスへ崩土
落石
県道湯ケ野松崎 35カ所
国道136号被害 5カ所
主要地方道下田松崎線 8カ所
主要地方道湯ケ野・谷津線 6カ所
約40カ所(公団)
国道135号被害 37カ所(県)
落石
崩土
崖崩れ
崖崩れ
崖崩れ
相模灘
伊東市
下田市
凡例
×：死亡事故現場
＝：道路被災区間
0
5
10km

図－6 主要被害地点


修善寺
伊東
土肥
持越
大川
熱川
見高
梨本
稲取
松崎
河津
下田
凡　例
主として火山砕屑物からなる層
(白浜層群など)
主として火山砕屑物からなる層
(湯が島層群など)
安山岩質溶岩
本体溶岩
石英安山岩
火山灰
玄武岩質岩滓
流紋岩質溶岩
玄武岩質溶岩
火山泥流 (安山岩質)
第四系

図－7　伊豆半島地質図


斜面高204件
百分率(%)
50
25
~10 ~20 ~30 ~40 ~50 ~60 ~70 ~80 ~90 ~100 100~
斜面高 (m)
幅 206件
~5 ~10 ~15 ~20 ~25 ~30 ~35 ~40 ~45 ~50 ~55 ~60 60~
幅 (m)
勾配 206件
~73° ~63° ~51° ~45° ~40° ~34° ~27° ~22° ~18°
勾配 (度)
斜面上に切土・盛土 211件
75
有 無
縦断形状 213件
凸 平行 凹
平面形状 210件
凸 平行 凹
地形 208件
(凡例)
1 山岳地形
2 海食崖
3 断層崖
4 丘陵地
5 段丘
6 崖錐
7 火山灰
8 熔岩台地
9 扇状地
10 旧地すべり地
11 その他

図－8.1

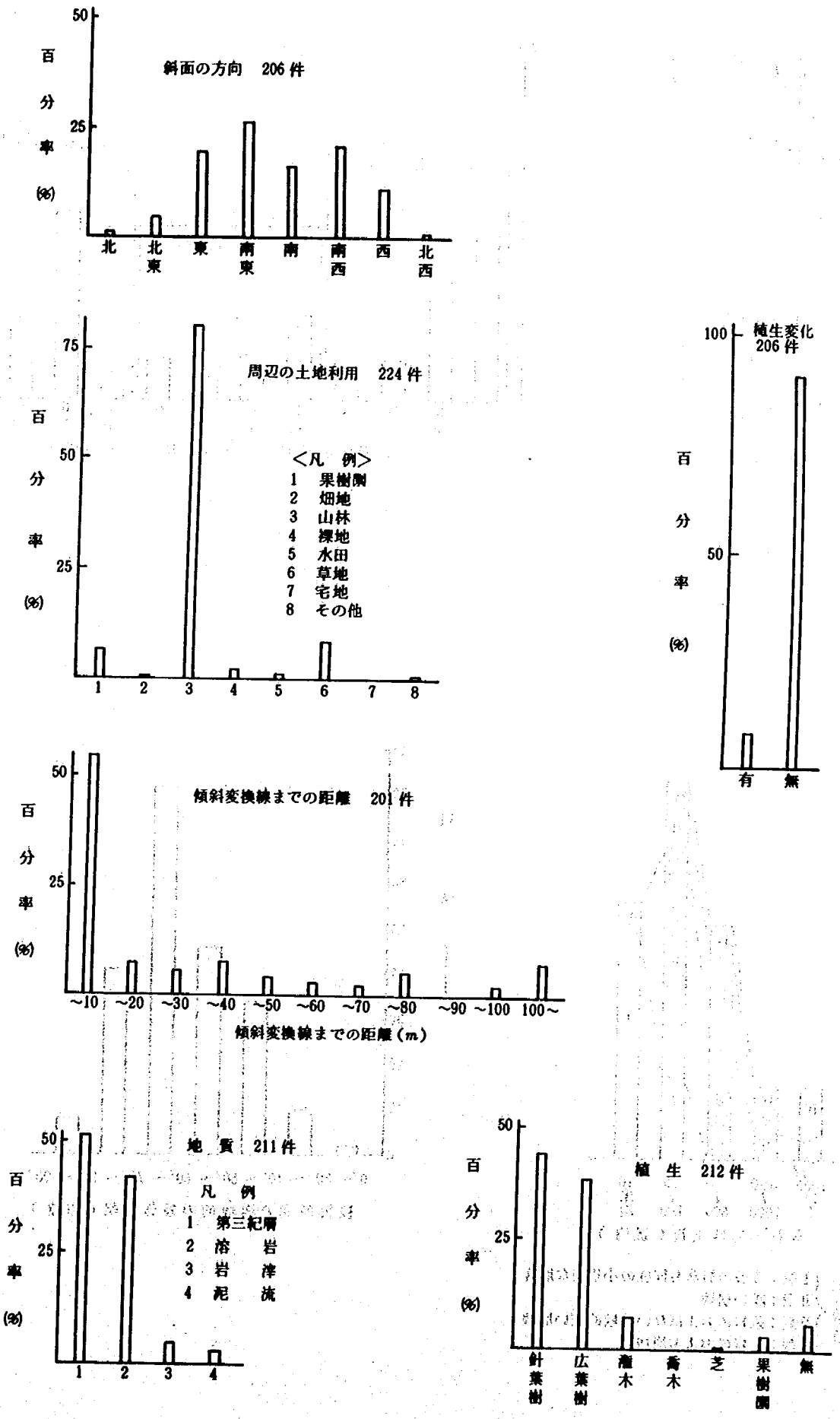
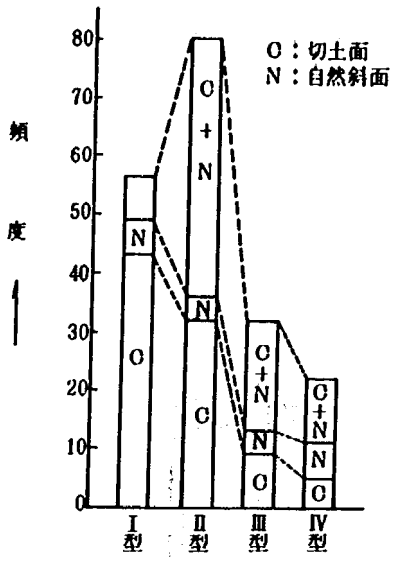
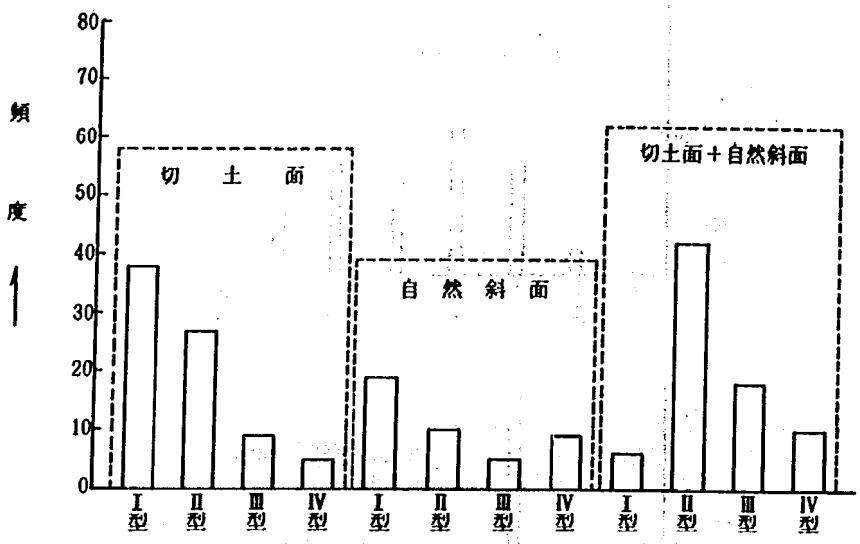

斜面の方向　206件
百分率(%)
50
25
北
北東
東
南東
南
南西
西
北西
周辺の土地利用　224件
<凡　例>
1　果樹園
2　畑地
3　山林
4　裸地
5　水田
6　草地
7　宅地
8　その他
75
50
25
1
2
3
4
5
6
7
8
植生変化
206件
100
50
有
無
傾斜変換線までの距離　201件
~10
~20
~30
~40
~50
~60
~70
~80
~90
~100
100~
傾斜変換線までの距離(m)
地質　211件
凡　例
1　第三紀層
2　溶　岩
3　岩　滓
4　泥　流
植生　212件
針葉樹
広葉樹
灌木
喬木
芝
果樹園
無

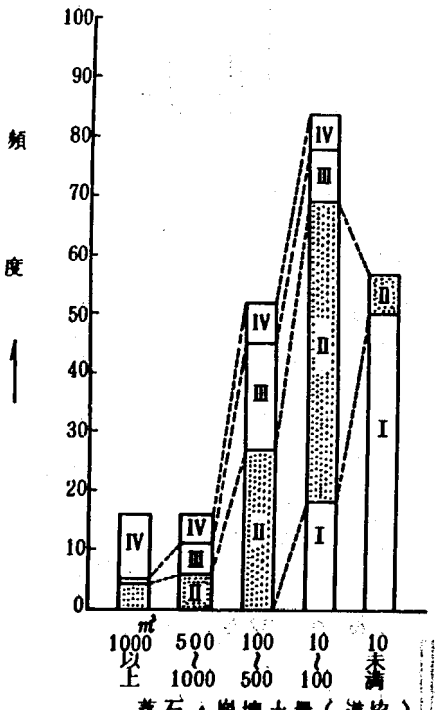
図 8.2



被災形態の集計（道協）

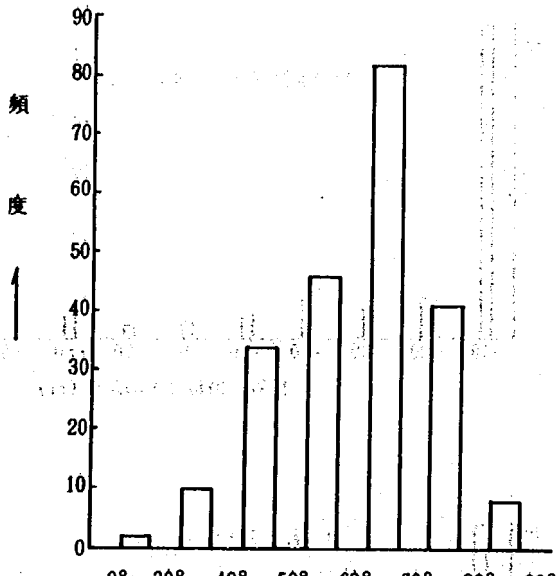


調査斜面の種類別の被災形態　（道協）



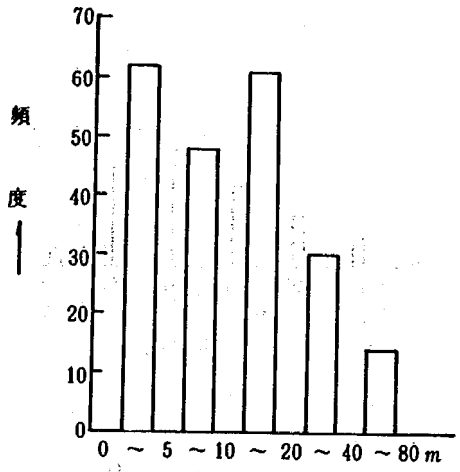
落石・崩壊土量（道協）

斜面崩壊
- I型：表層の肌落ち程度の小規模な崩落
- II型：浅い崩壊
- III型：基岩におよばない比較的深い崩壊
- IV型：基岩におよぶ崩壊

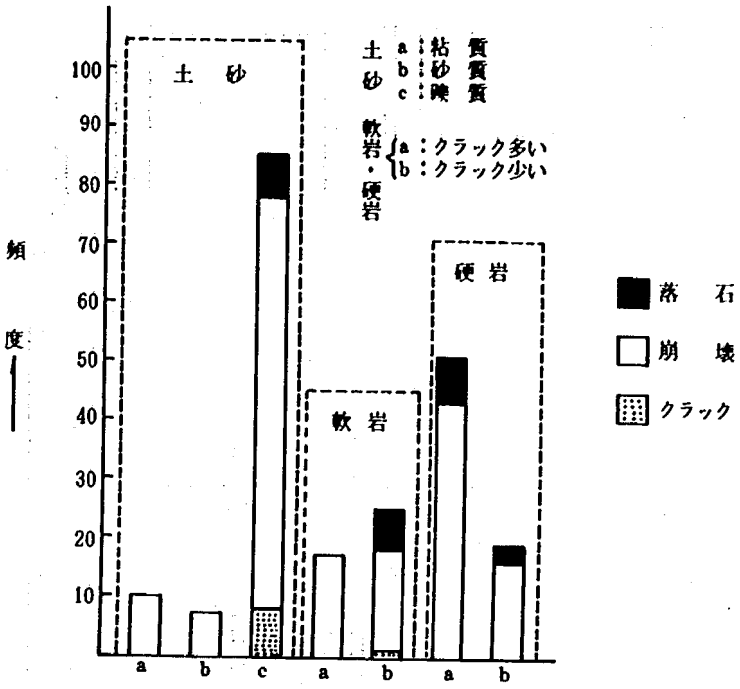


被災斜面の崩壊前の最急勾配（道協）

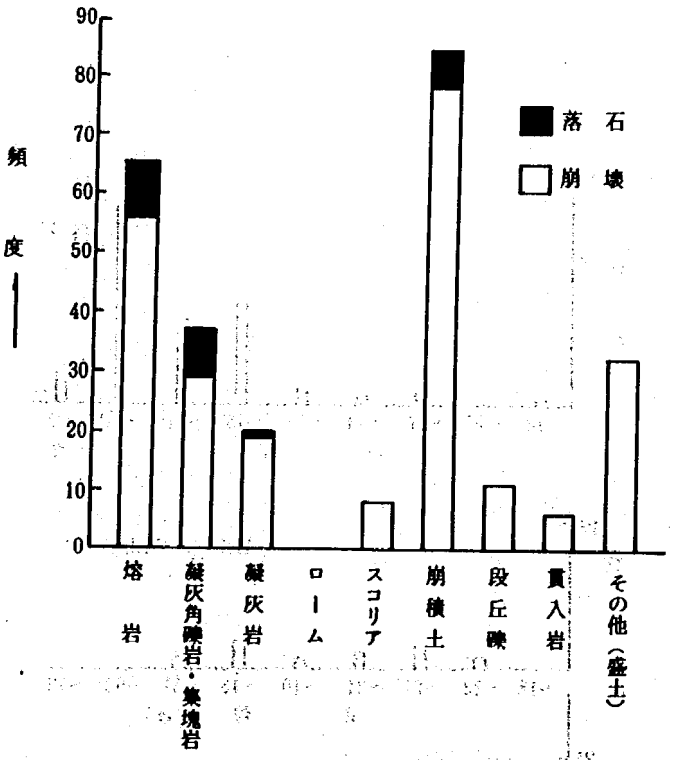
図－9.1



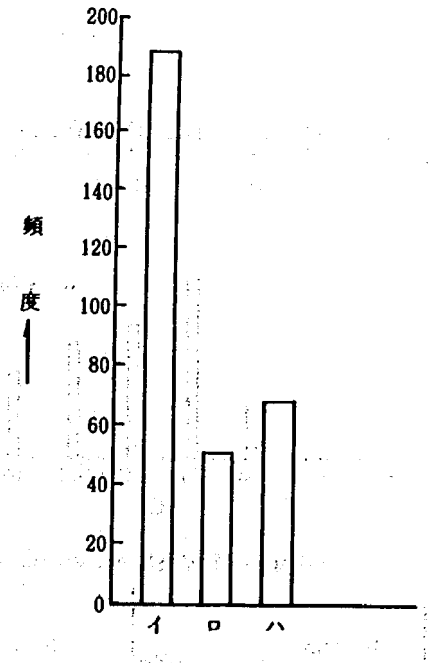
落石および崩壊の直高（道協）
（路面よりの鉛直距離）



災害に参加した主要な土・岩質（道協）



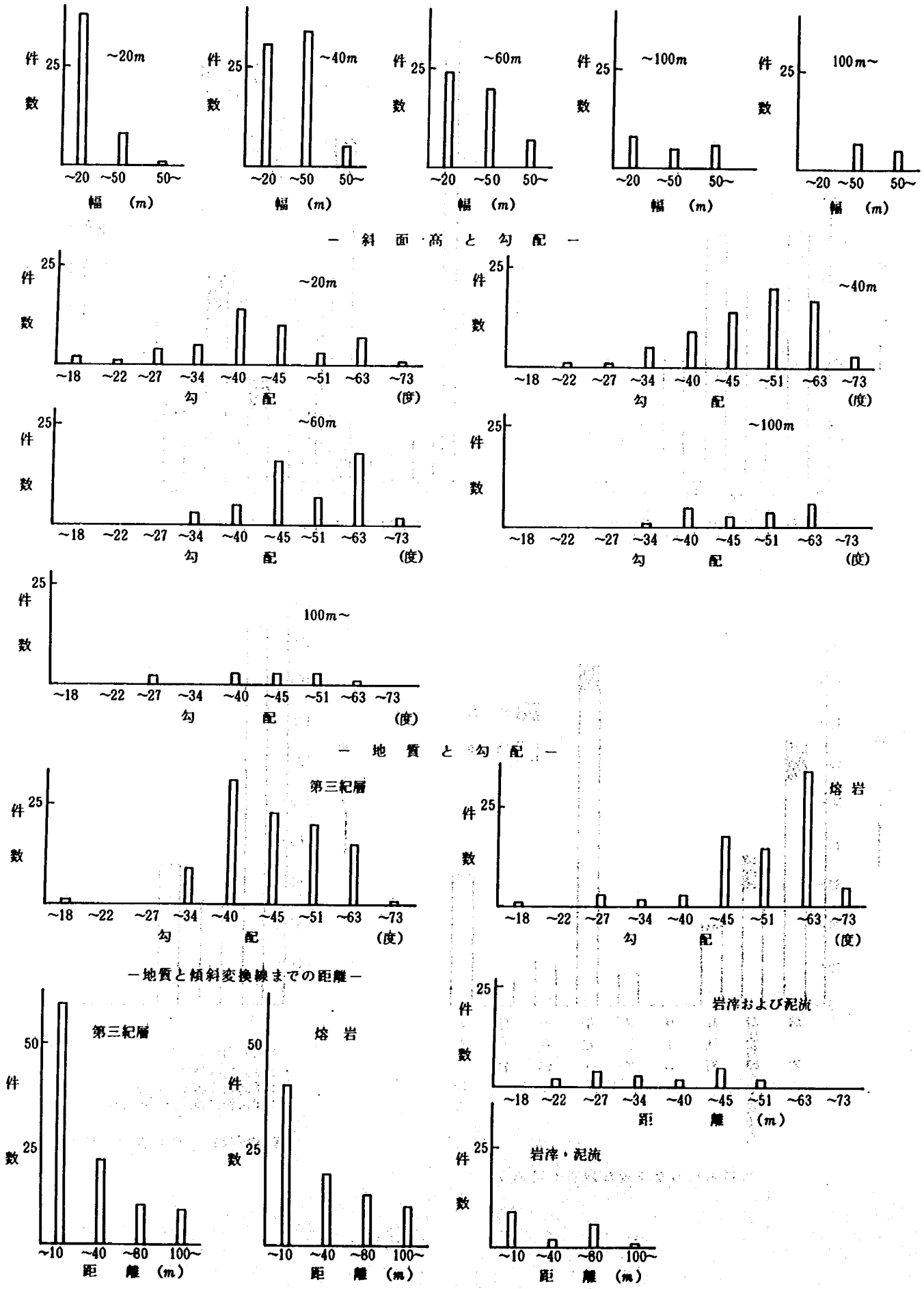
災害に参加した主要な地質（道協）



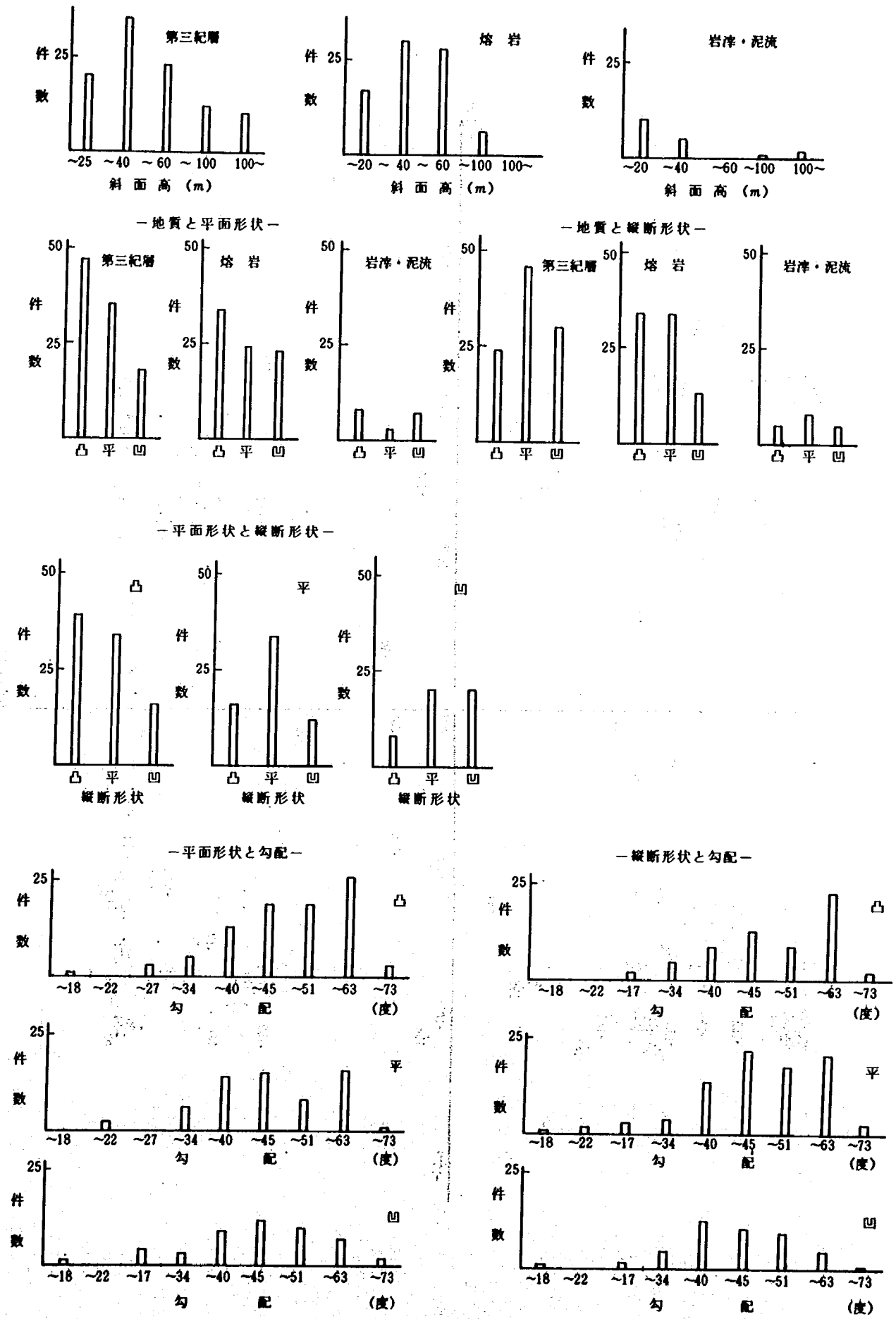
人工斜面において
イ：構造物保護工なし
ロ：構造物保護工一部分にあり
ハ：構造物保護工全面にあり

構造物保護工の施工方法（道協）

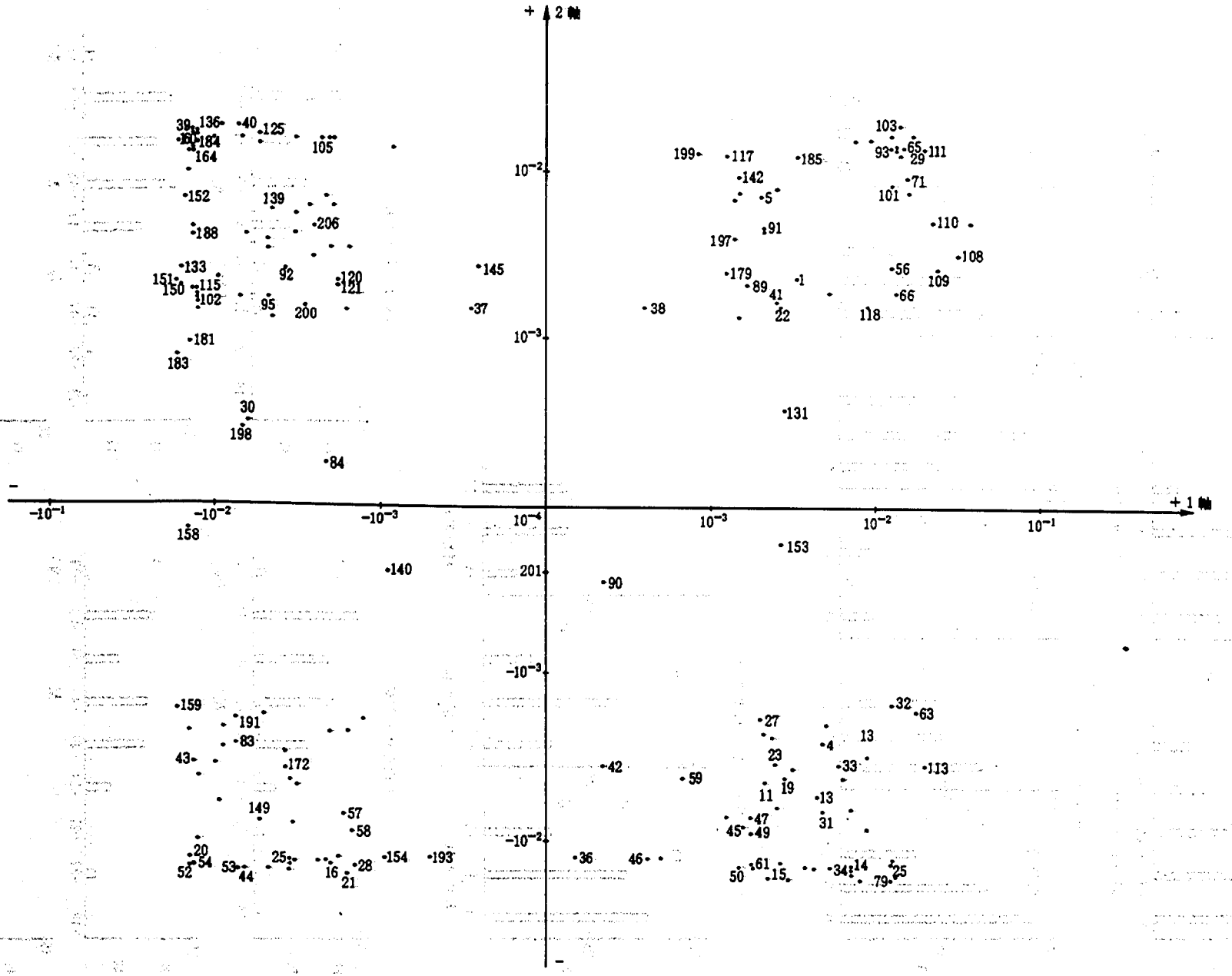
図－9.2


件数
25
~20m
~40m
~60m
~100m
100m~
~20 ~50 50~
幅 (m)
－斜面高と勾配－
~18 ~22 ~27 ~34 ~40 ~45 ~51 ~63 ~73
勾配 (度)
－地質と勾配－
第三紀層
熔岩
岩滓および泥流
岩滓・泥流
－地質と傾斜変換線までの距離－
50
~10 ~40 ~80 100~
距離 (m)

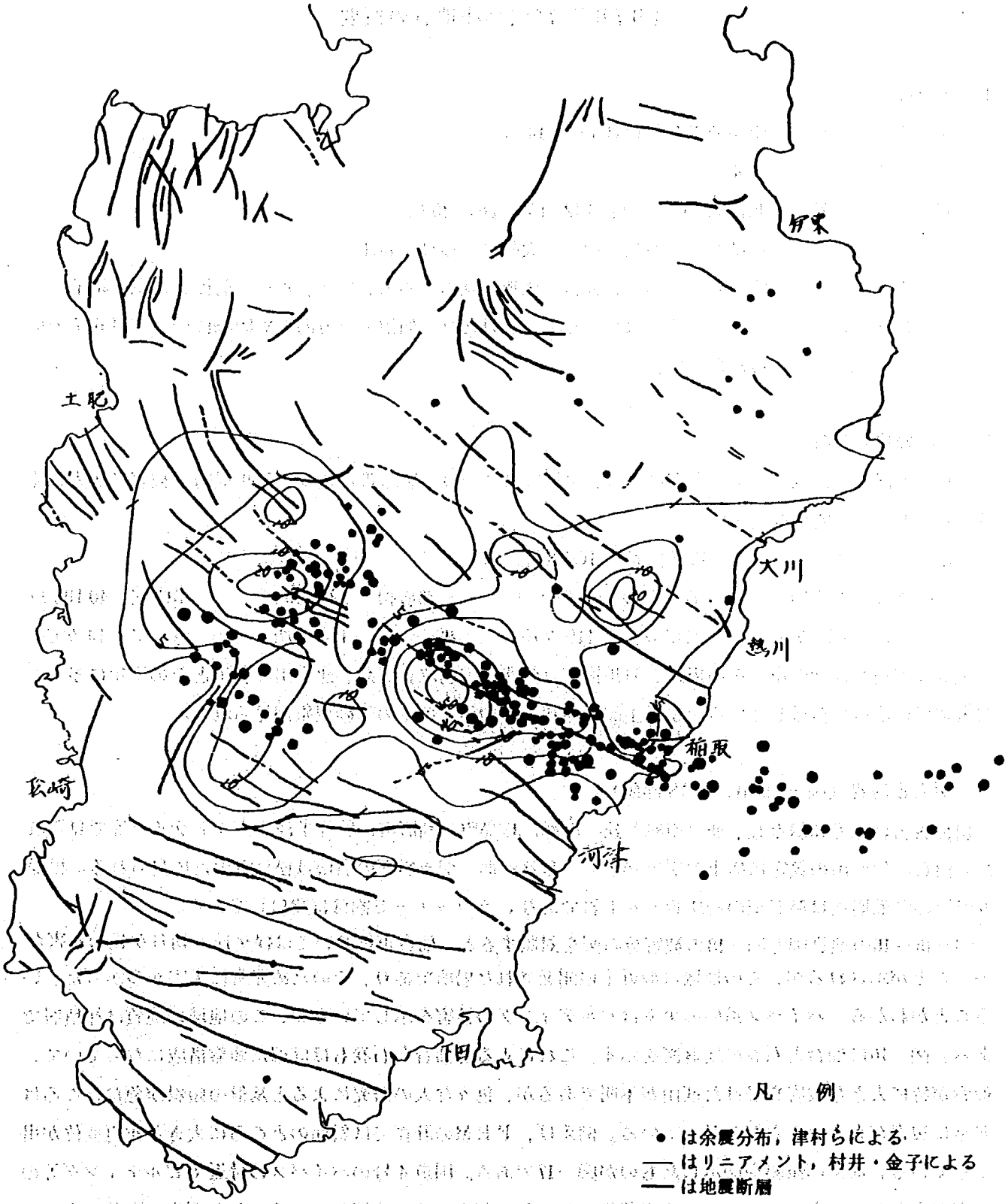
図－10.1


第三紀層
熔 岩
岩滓・泥流
件数
25
~25 ~40 ~60 ~100 100~
~20 ~40 ~60 ~100 100~
~20 ~40 ~60 ~100 100~
斜 面 高 (m)
－地質と平面形状－
－地質と縦断形状－
50
凸 平 凹
－平面形状と縦断形状－
縦断形状
－平面形状と勾配－
－縦断形状と勾配－
~18 ~22 ~27 ~34 ~40 ~45 ~51 ~63 ~73
~18 ~22 ~17 ~34 ~40 ~45 ~51 ~63 ~73
勾 配 (度)

図－10.2


+ 2軸
+ 1軸
10^{-2}
10^{-3}
-10^{-3}
-10^{-2}
-10^{-1}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
39 136 40 125 105 164 152 139 206 188 133 151 150 115 102 92 120 121 95 200 181 183 30 198 84 158 140 145 37 201 159 191 83 43 172 149 57 58 20 52 54 53 44 25 16 21 28 154 193
199 117 185 142 5 91 197 179 89 41 22 38 1 56 66 118 109 108 110 101 71 93 29 65 111 103 131 153 90 42 59 36 46 50 61 15 34 14 79 25 32 63 27 13 4 23 33 113 11 19 13 31 47 45 49

図－11



（断層，リニアメントは村井，金子（1974）による）

図－12

1978年宮城県沖地震の概要

1. 地震の概要

発生日時	昭和53年6月12日17時14分
マグニチュード	7.4
震源地	北緯38°09′，東経142°13′，深さ30km
震度 （図－13）	震度5　石巻，仙台，大船戸，福島，新庄 震度4　八戸，宮古，山形，秋田，酒田，白河，水戸，前橋，東京，銚子
前震・余震 （図－14）	前震かどうかは別として，2月20日気仙沼の東方海上約50km位の所でM 6.7の地震があった。

2. 地震の被害の概要

1978年宮城県沖地震による災害はガス，水道等公共施設，家屋等建造物，河川堤防の被害等が大きく，斜面の被害は比較的少なかった。

死者	27名	負傷者	10,176名				
建物全壊	1,271戸	半壊	5,649戸	一部破損	124,469戸	非住家	40,108戸
道路被害	815ケ所	河川被害	419ケ所	橋梁	108ケ所	海岸	14ケ所

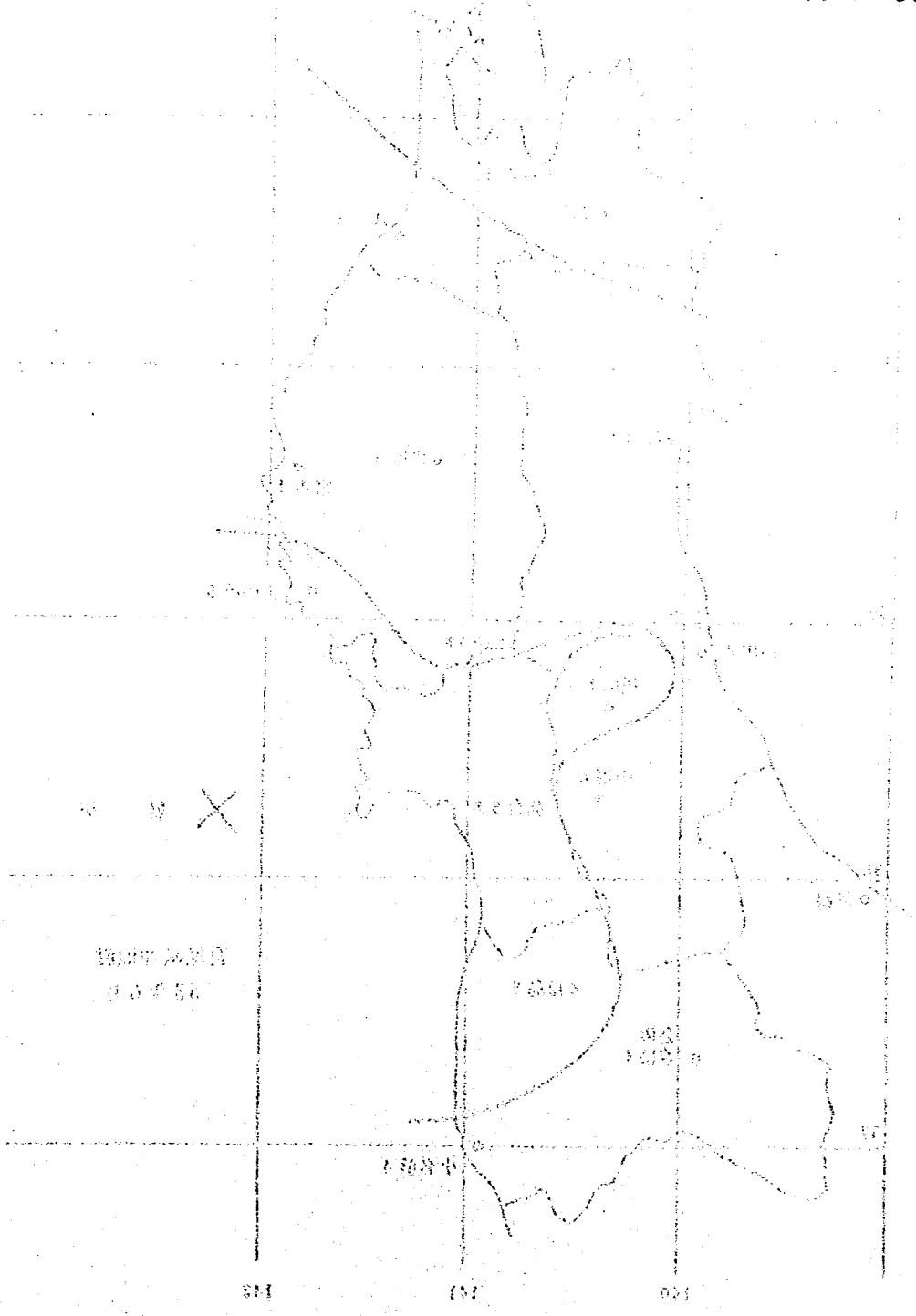
主な被害箇所は仙台市とその周辺，河川被害は阿武隈，名取，鳴瀬，北上川の各川とその支川に多く，被害地域は広域に分散している。また上記各河川の堤内外に多くの噴砂現象が見られた。

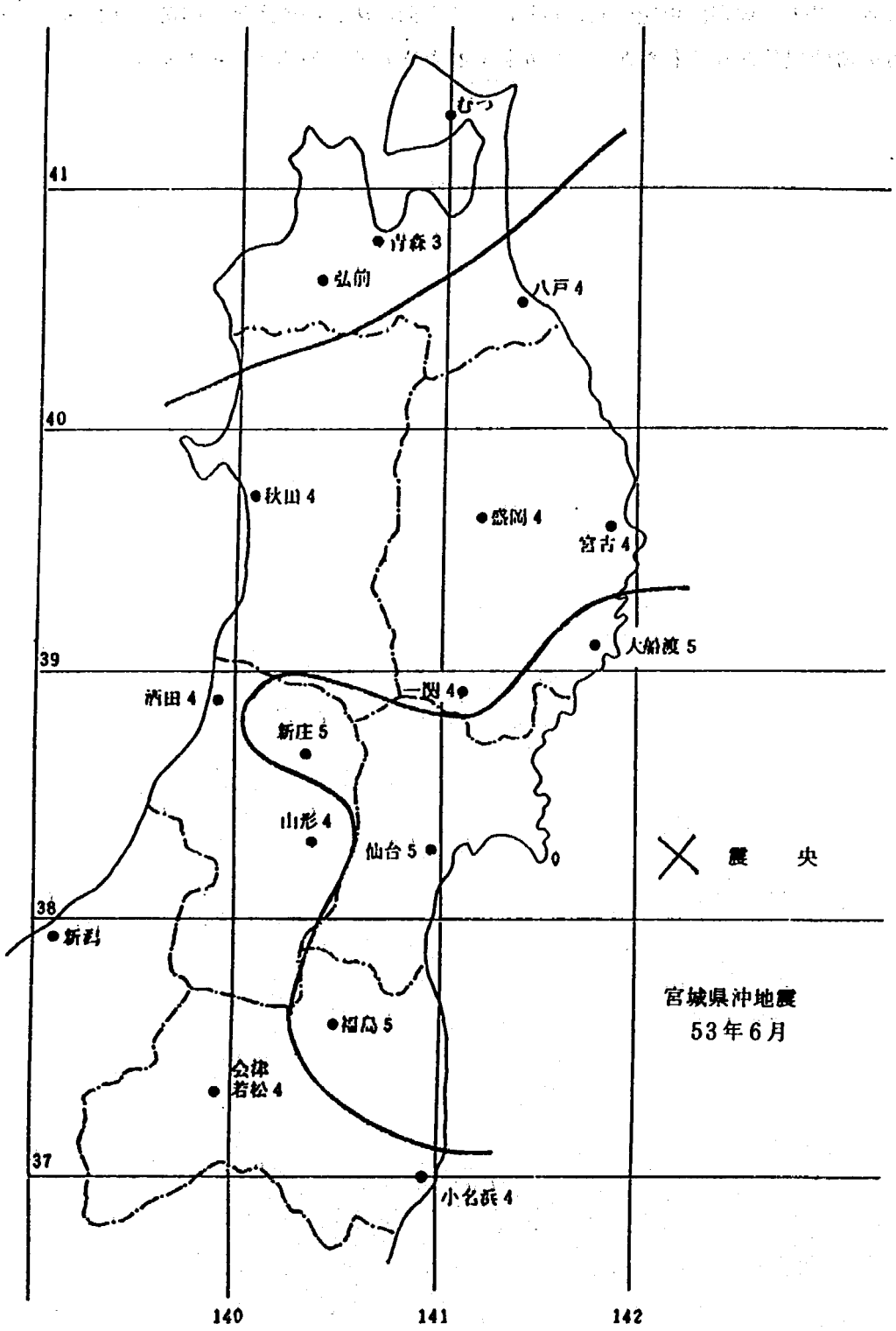
3. 災害と地質（図－15, 16, 17, 18参照）

斜面災害は白石市緑ケ丘，仙台市緑ケ丘，広瀬，松島町，利府町，牡鹿半島コバルトライン等で見られた。白石，仙台市の災害は盛土の崩壊が多く，自然斜面，切土斜面の崩壊は松島町附近に見られる。松島町附近の斜面崩壊は第三紀の凝灰質シルト岩であり，クラッキーで割目は開口している。

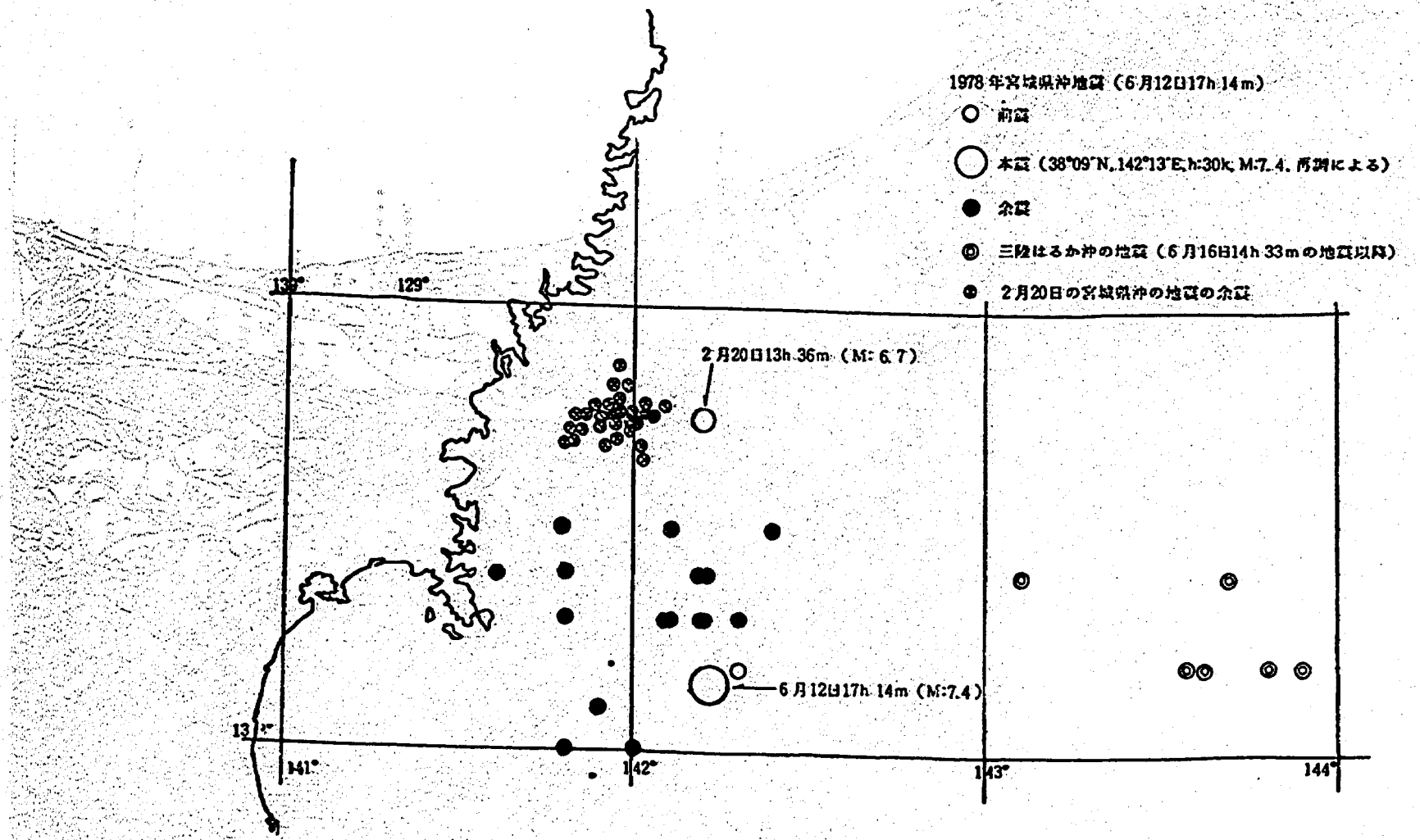
図－15～16の地質図と図－18の被害分布図を対照すると，仙台市については緑ケ丘，朝日ケ丘の被害が多いことが示されるが，その地域は最近宅地開発された場所であり，そのため非常に災害が多かったということがわかる。バイパス沿いの黒丸はビルディングの被害を示しているが，この地域の地質は沖積層である。図－16に仙台と石巻の地盤図を示す。これによると仙台も石巻もほぼ似た地盤構成になっていて，仙台が特に大きな被害を受けた理由が不明であるが，色々な人の研究によると基盤の傾斜が急なところは非常に被害が大きいことがわかっている。例えば，FEMの計算では斜面のところに大きな垂直変位が出てきている。基盤の傾斜を図示したものが図－17である。国道4号のバイパスの付近でビルディング等の被害が大きかったところは，ちようど基盤の深くなったところに位置している。ただ石巻でも仙台とほぼ同じように基盤が下がっているのに，どうして石巻で被害が少なかったのかということは，今後の調査を待たなければ分らない。図－18に被災地と断層の位置関係を示している。白石の西地区の急傾斜地の崩壊は，以前リニアメントとして認められていた場所の近くで発生している。仙台市でもすぐ近くにリニアメントが認められ利府－長町断層もそれよりやや東側に存在する。塩釜の西にも利府－長町断層が存在するが，これより北側に空中写真上で見られるリニアメントがあり，このリニアメント上に切土斜面の崩壊が

ある。松島では20万分の1の地質図でも表現できるような断層があるが，その地域でもかなり連続的に崩壊が見られた。以上だけから結論することはできないが，リニアメントと崩壊は何らかの因果関係があるように思われる。堤防の被害は現地の人の話しによると旧河床，旧遊水地，旧破堤地に多かった。今度の地震でかなりの噴砂現象が見られたが，それが見られたところが何らかの被害を受けている。

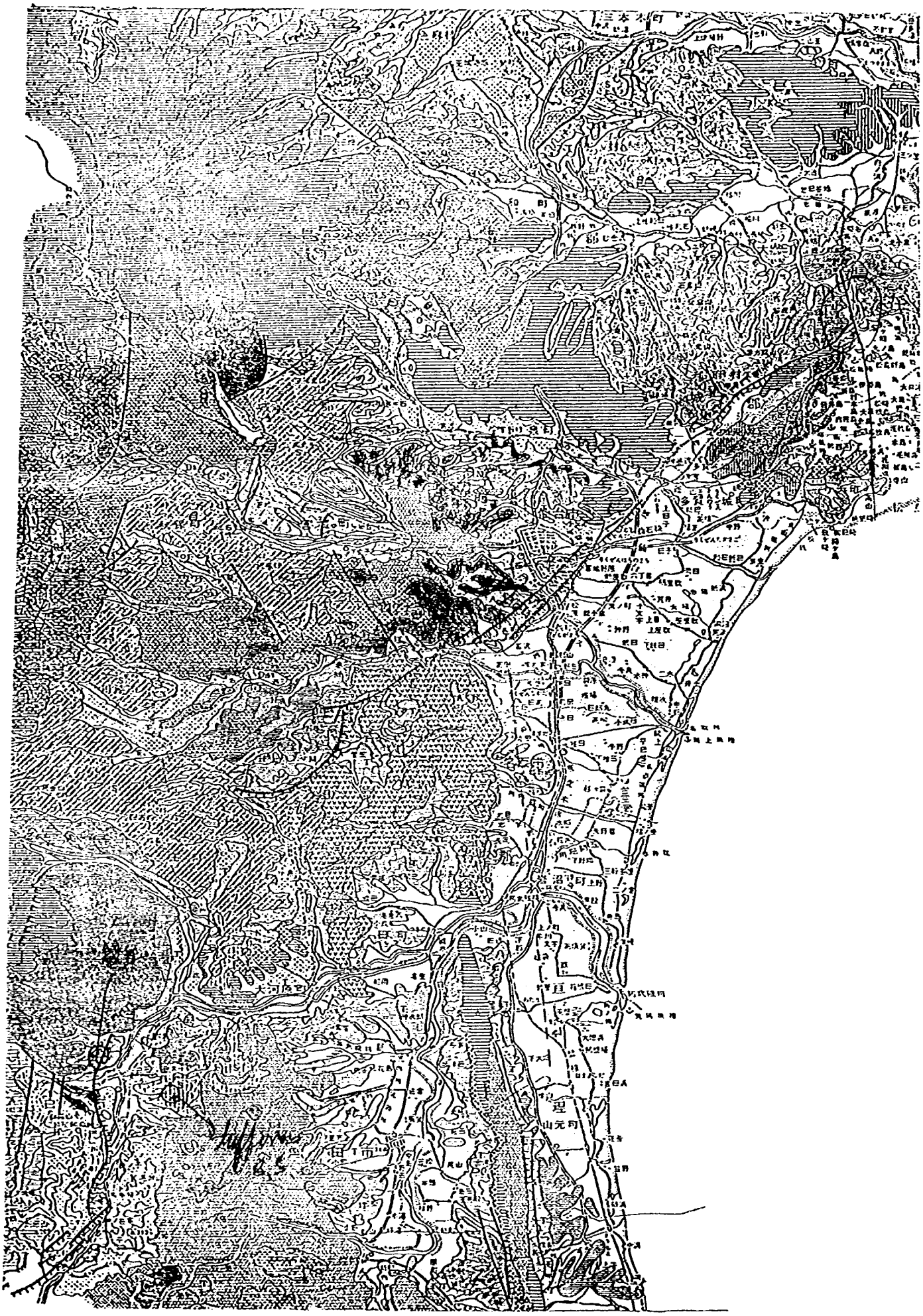


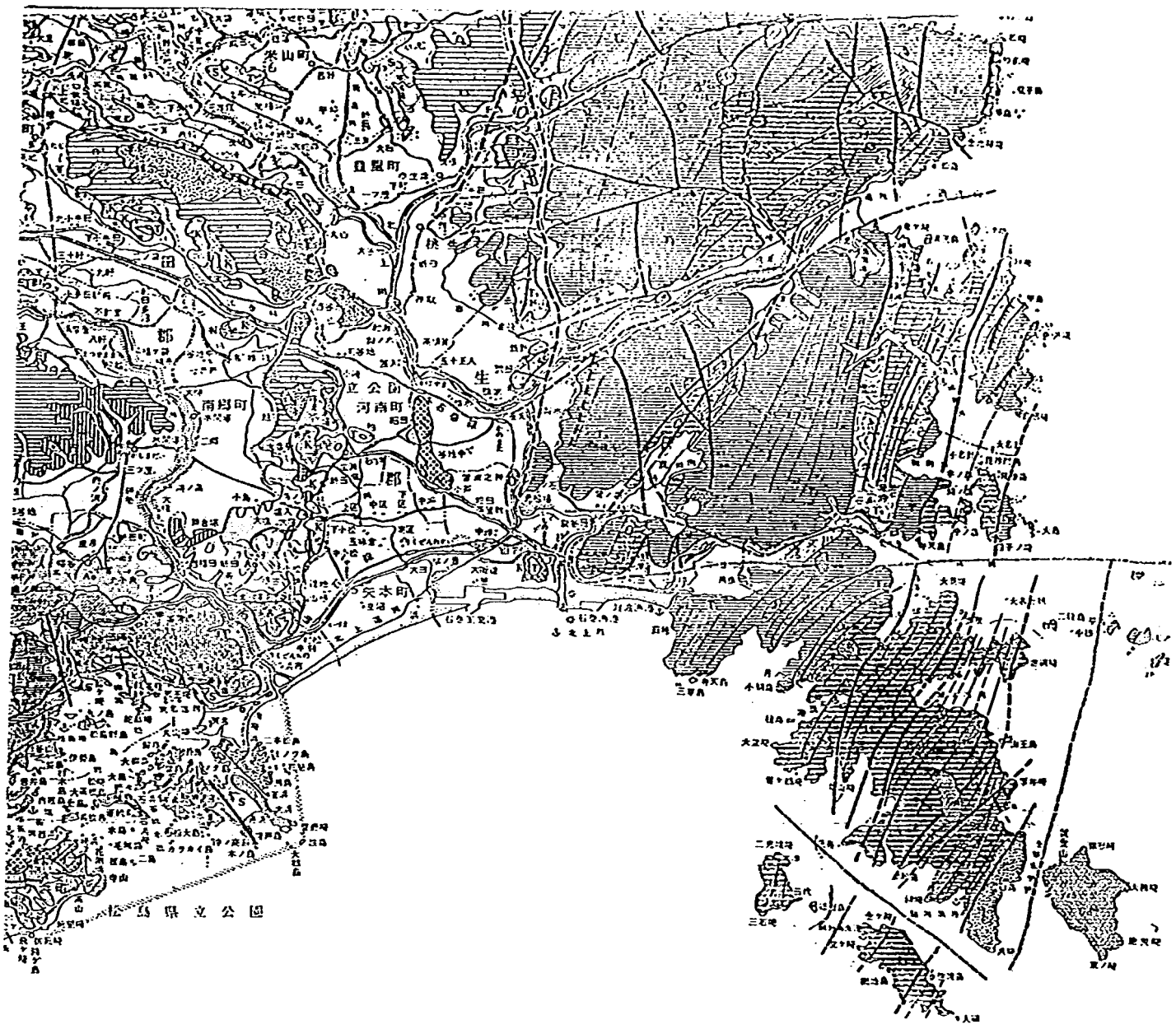


図－13　1978年宮城県沖地震震度分布図



図－14　1978年宮城県沖地震の震源域（気象庁）





凡　例

第四系	更新統	冲積地堆積物
		段立堆積物
		青葉山層
第三系	中新統	荻ケ倉凝灰岩 / 八木山層 / 広瀬川凝灰岩 北山層
		下馬層 / 竜の口層 / 亀岡層
		白沢層 / 白石累層
		未区分緑色凝灰岩 / 下黒沢層 黄金迫層 / 追戸層 網尻層
		塩釜集灰岩 / 深山凝灰岩 / 七北田層 閖ノ山シルト岩部層
		青麻層 / 大堤層 / 湯元凝灰岩 網木層
		高館火山岩類 / 福田層F 毛無山累層K / 金ケ瀬層K 伊達累層D
		芳ケ沢層 / 迫　層

白亜系	下部	貫入岩類
		十三浜層群
秩父系	上中部	橋浦層群
	下部	志津川層群
三畳系	上部	皿貝層群
	中部	稲井層群
	下部	稲井層群
二畳系		登米層
		割山層

火成岩

安山岩（新期火山噴出物）

安山岩類（主に第三系のもの）

石英安山岩

流紋岩

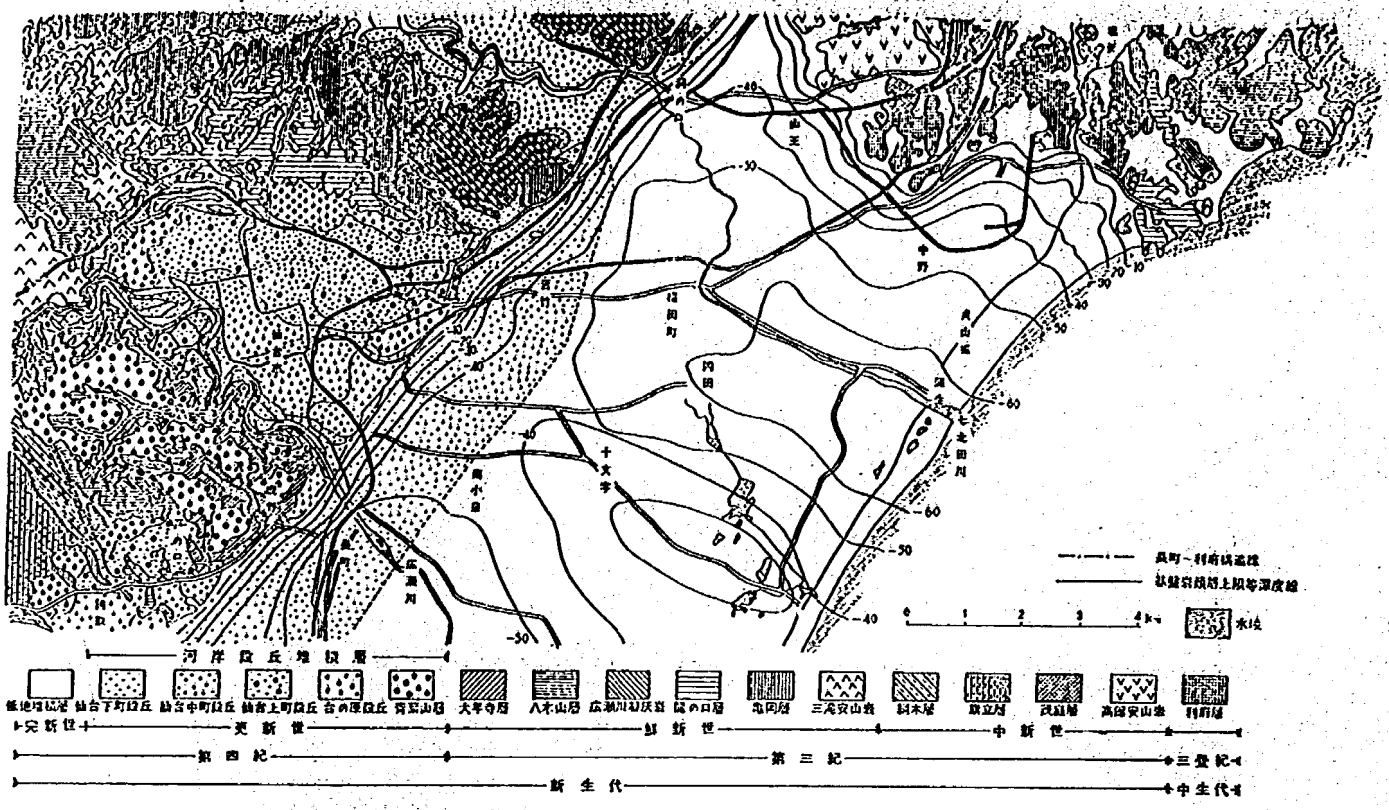
背斜軸

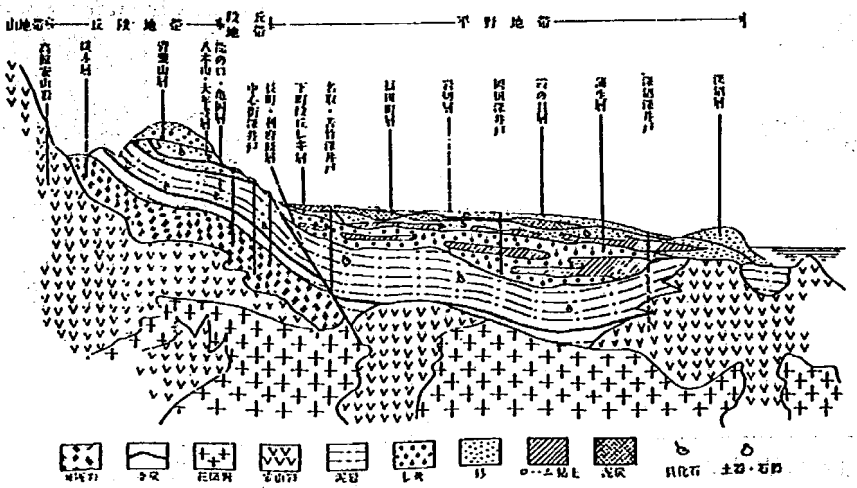
向斜軸

断　層

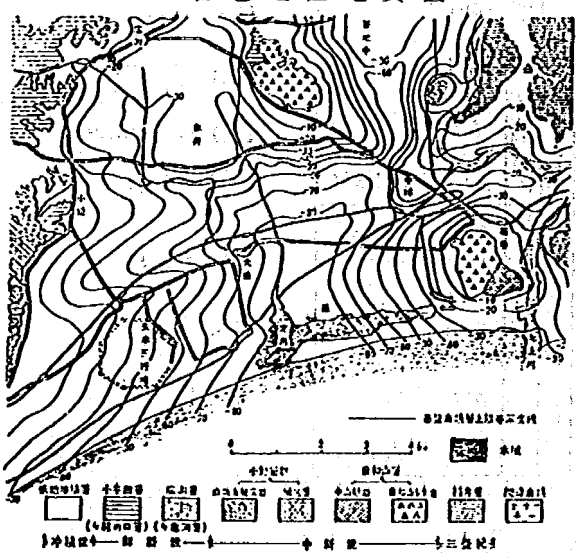
図－15　仙台，石巻地区地質図（宮城県地質図に加筆）

仙塩地区地質図

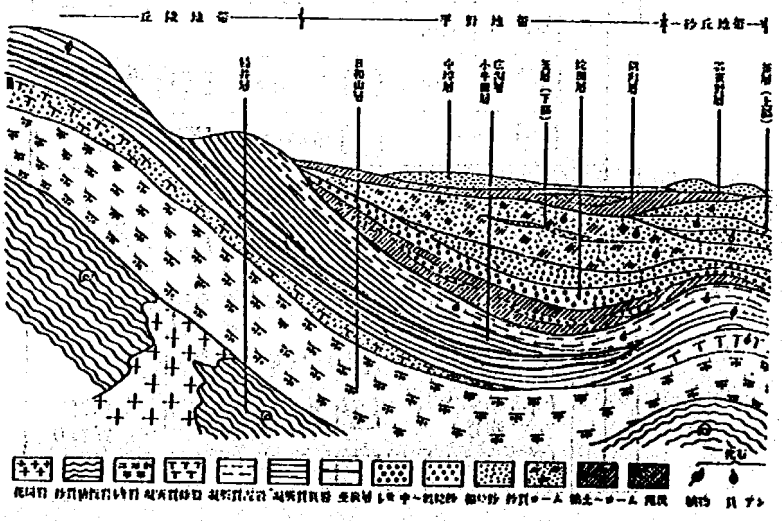




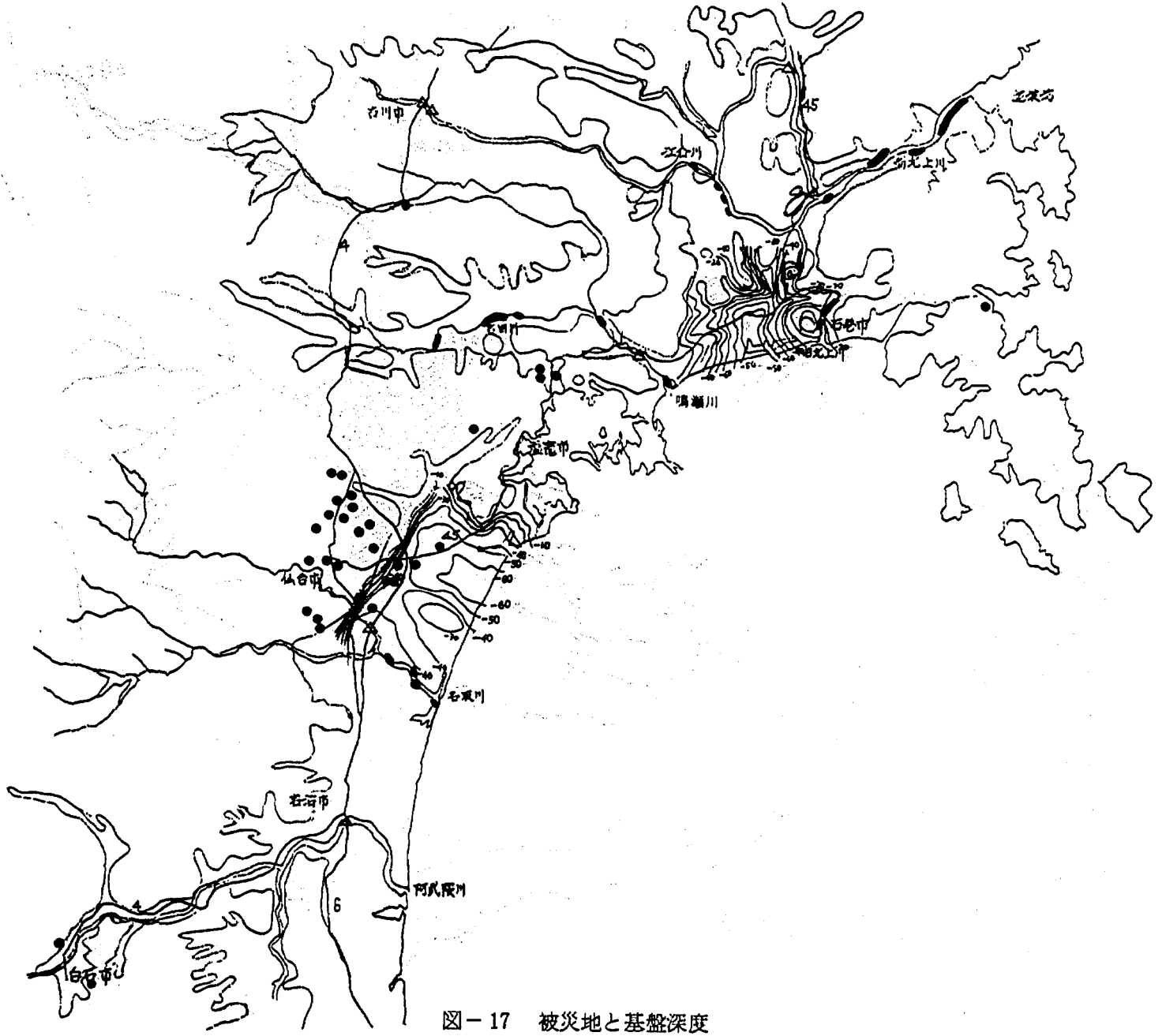
石巻地区地質図



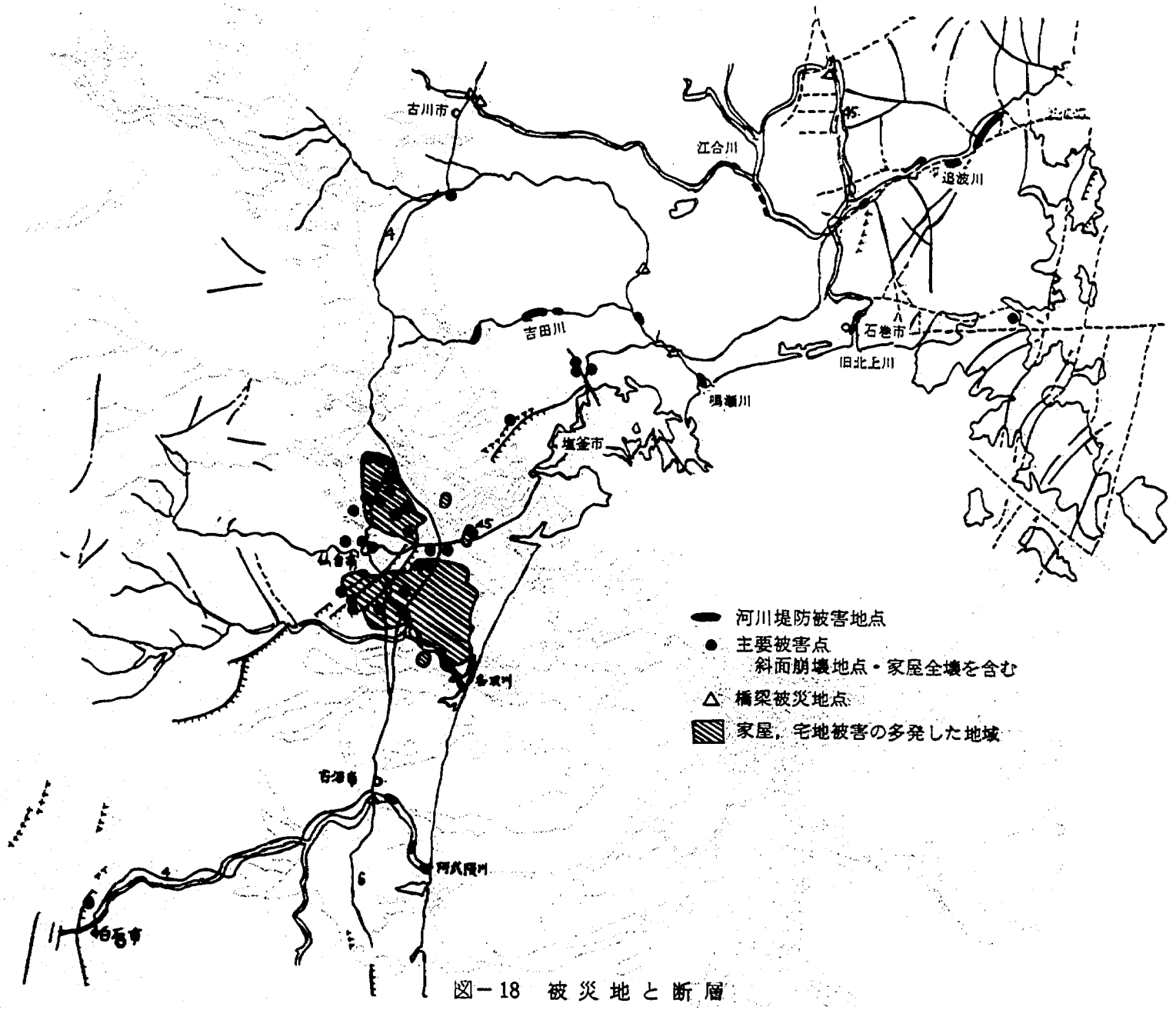
石巻地区地質概念図



図－16　（仙台湾臨界地帯の地盤による）



図－17　被災地と基盤深度


古川市
江合川
追波川
吉田川
石巻市
旧北上川
鳴瀬川
塩釜市
河川堤防被害地点
主要被害点
斜面崩壊地点・家屋全壊を含む
橋梁被災地点
家屋，宅地被害の多発した地域

図－18　被災地と断層

質　疑　応　答

東北地建

仙台市と石巻市の被害の相違の原因についてはっきりと分からないということであるが，考えられる原因としてはどんなものがあるか？　私見であるが宅造地でも谷を埋めて造成した地域，地盤沈下地域，泥地に被害が多いように思われるので，そのあたりが両者で異なるのではないか？

桑 原（土研）：

仙台の山手の方は新しく宅地開発をした所であって，盛土などにしても石積の所が非常に多かった。そういう所の被害が大きく，平地では木造家屋は非常に耐震性がよいといわれているので，その点が被害が多かったのと少なかったとの違いではないかと考えている。しかし，地盤的にあまり違わない平地部でも，どうして被害が違うのだろうかというのは，他の原因があるのではないかと思う。

佐々木（土研）：

図－12は地震による地層面の地震動の大きさの影響と，断層付近の風化の程度等を含んでいるものなのか？　それとも地震動の影響を除いて，断層付近に多いということがいえるのか？

桑 原：

地震動の影響も含んだものである。図－4を見ても分かるように断層に沿ってかなり加速度分布も強いので，それが解決の1つのポイントになるのではないかと思う。

5. 火山岩地域に建設された ダムの基礎処理の実例

九州地方建設局河川部

建設専門官　　三　浦　三　郎

5. 火山岩地帯に建設されたダムの基礎処理の実例

1. 概　　要

最近のダム建設地点の地質は，すでに適地が開発されてしまったことや社会情勢の変化により，必ずしも良好でない場所が多くなっている。特に九州地方の場合，筑後川，大分川，大野川，菊池川等の大河川の上流部（水源地域）の大部分は地質的に新しい時代に生成された火山岩地域に属しており，これら火山岩類のダム基礎としての特性を調査することがダム建設にあたっての急務となっている。このため，当地建ではこの調査の一環として，昭和52年度より本省開発課，土木研究所の地質化学部及びダム部の指導のもとに，既に火山岩地域に建設されたダムの基礎処理の実態調査を実施している。

昭和52年度には松原・下筌，緑川，芹川，岩瀬，氷川の建設省関係５ダムについての調査を行い，昭和53年度は九州農政局等の協力を得て主として農水省関係の高隈ダム外20ダムを選んで調査を実施している。

本稿ではこれらのうち，現象の解明が良くなされているもの及びダム築造にあたって特に参考となるものなど11ダムを選び，その概要を説明するものである。なお，本調査は現在継続中であり，不備な点が多々あるが，今後さらに詳細な調査・解析を行ない，火山岩地域のダム基礎の問題点解明の一助としたい。

2. 新第三紀以降の九州の火山活動の概要

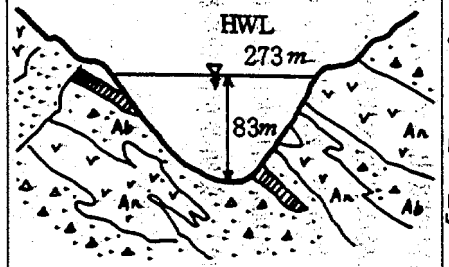
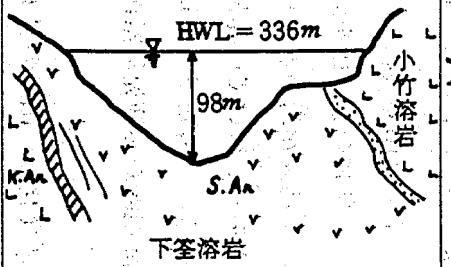
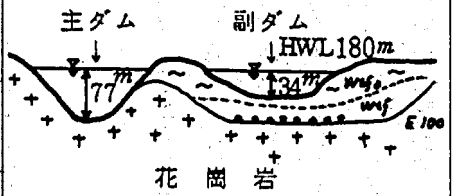
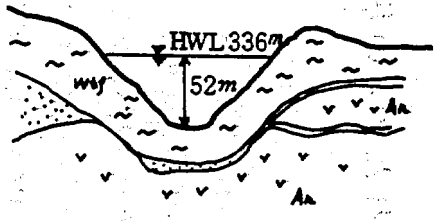
新第三紀以前の九州における顕著な火山活動は知られていないが，第三紀中新世後期より活発化した瀬戸内火山活動により中北部九州の各地に安山岩流とその火山砕屑物を噴出し，これらの火山岩類は広い範囲にわたり熱水変質を受けてプロピライトとなり，一部に金銀鉱床を胚胎する地質として知られている。また，ほぼ同時期に南部九州に於いても古期琉球火山活動が活発となり，プロピライトなどが生成された。

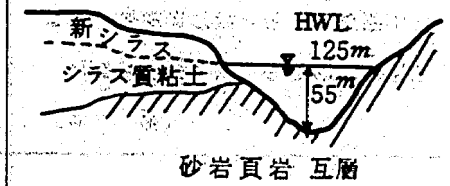
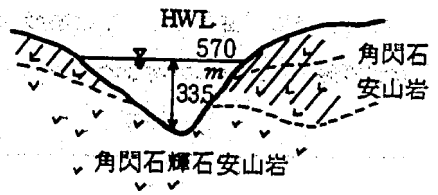
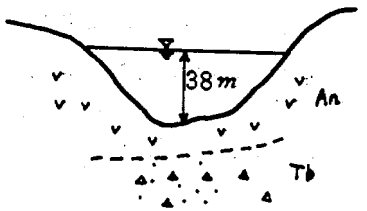
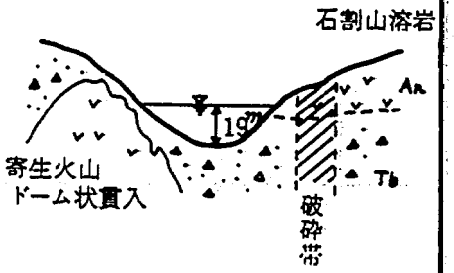
続いて第三紀末に九州西部に松浦玄武岩の流出があり，次いで中九州一帯に豊肥火山活動（筑紫火山活動ともいう）による安山岩類が大量に噴出されている。（鮮新世～更新世）

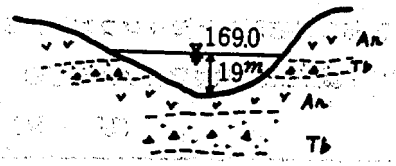
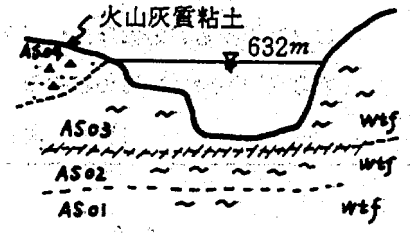
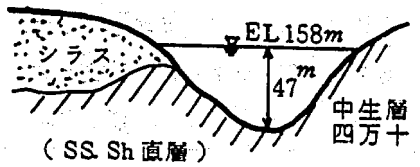
これに対応する時期のものとして南九州でも肥薩地区から鹿児島県西部にかけても火山活動があるが，正確な層序の対比は疑問視されている。

続く第三段階として第四紀の山陰系火山活動が活発化し，国東の双子山，由布・鶴見，九重，金峯山，多良岳，雲仙などの火山群より主として角閃石安山岩を噴出している。九州中央部ではこれらの山陰系火山の主活動期に次いで更新世末期に阿蘇火山の溶結凝灰岩の大規模な噴出があり，南九州ではこれら山陰系火山活動と阿蘇火山活動の時期と相前後して阿多，加久藤，姶良火山から大量の溶結凝灰岩及びシラスを噴出している。（中期琉球火山活動）現世に入っても琉球新期火山活動に属する阿蘇，霧島，桜島，開聞岳が，山陰系のものでは由布・鶴見，九重（休火山），雲仙等が活動を続けている。

3. 火山岩地域に建設されたダムの実例

ダム名	松原ダム	下筌ダム	緑川ダム	芹川ダム
所在地	(左)　(右) 大分県日田郡大山町，天ケ瀬町	(左) 大分県日田郡中津江村 (右) 熊本県阿蘇郡小国町	熊本県下益城郡砥用町	大分県直入郡直入町
諸元	目　的　洪水調節，発電 型　式　コンクリート重力 堤体積 294,000 m^3　集水面積 491 km^2 総貯水量 46,100,000 m^3　堤高 83 m	目　的　洪水調節，発電 型　式　アーチ式コンクリート 堤体積 282,000 m^3　集水面積 185 km^2 総貯水量 52,300,000 m^3　堤高 98 m	目　的　洪水調節，発電，かんがい 型　式 (主ダム) コンクリート重力　(副ダム) ロックフィル 堤体積 (主) 352,500 m^3 (副) 347,000 m^3　集水面積 359 km^2 総貯水量　46,000,000 m^3	目　的　洪水調節，発電 型　式　コンクリート重力 堤体積 123,000 m^3　集水面積 118 km^2 総貯水量　27,500,000 m^3　堤高 52 m
地質断面図（模式図）				
記事	〔地　質〕 ダム基礎岩盤は豊肥溶岩類に属する安山岩及びその自破砕溶岩よりなる。 〔基礎処理上の問題点〕 湛水後右岸下流アバット附近及び右岸堤体より 150 m 離れた旧発露水路トンネルに漏水，カーテングラウチングを拡張して対処。 昭和 45 年 3 月完成	〔地　質〕 小竹溶岩（流紋岩質安山岩）に貫入した下筌溶岩（安山岩）(いずれも豊肥溶岩類か？）を主たるダム基礎とする。 〔問　題　点〕 左岸側の脆弱部に大量のコンソリデーショングラウチングを実施。 湛水後エプロンに漏水，カーテングラウチングの拡張で対処。 昭和 44 年 8 月完成	〔地　質〕 花崗岩を基盤とし，これを阿蘇溶岩が覆っている。主ダム右岸及び副ダムは阿蘇溶岩を基礎とする。 〔問　題　点〕 阿蘇溶岩の透水性が大なため左岸側に延長 450 m の補助カーテングラウチングを実施。 昭和 45 年 6 月完成	〔地　質〕 豊肥溶岩類に属すると思われる安山岩の上を阿蘇溶岩が覆い，ダム基礎となっている。 〔問　題　点〕 湛水後左岸下流アバット附近より漏水あり，カーテングラウチングの補強で対処。 昭和 31 年 11 月完成

ダム名	岩瀬ダム	若杉ダム	深見ダム	別所ダム
所在地	右岸　宮崎県北諸県郡高崎町 左岸　宮崎県西諸県郡野尻町	大分県大分郡湯布院町	大分県宇佐郡安心院町	長崎県南高來郡小浜町雲仙
諸元	目　的　洪水調節，発電 型　式　コンクリート重力 堤体積 113,700㎥ 集水面積 354 ㎢ 総貯水量 57,000,000㎥ 堤高 55.5 m	目　的　防災（一部かんがい） 型　式　コンクリート重力 堤体積 31,000㎥ 集水面積 7.1 ㎢ 総貯水量 750,000㎥ 堤高 33.5 m	目　的　防災（一部かんがい） 型　式　コンクリート重力 堤体積 32,600㎥ 集水面積 5.5 ㎢ 総貯水量 1,250,000㎥ 堤高 38.5 m	目　的　洪水調節，かんがい 型　式　アースフィル 堤体積 99,300㎥ 集水面積 4.7 ㎢ 総貯水量 1,923,000㎥ 堤高 19.3 m
地質断面図（模式図）				
記事	〔地　質〕 四万十層の砂岩頁岩互層を基盤とし，右岸側はこれを覆って更新世の野尻層と称する堆積物（シラス状の部分を有す）が分布し，さらにその上を新期シラス層が覆う。 〔問題点〕 新期シラス層の透水性が大のためダム高を計画より5m下げてこれを避ける。 昭和42年7月完成	〔地　質〕 更新世中期以降の火山岩類よりなり，特に右岸側は亀裂空隙に豊む。 〔問題点〕 グラウチングによる遮水を行わず，コンクリート遮水壁を施工している。湛水後相当な漏水があり，上流部にブランケットを実施。 昭和42年完成	〔地　質〕 豊肥溶岩類に属すると思われる安山岩及び凝灰角礫岩よりなる。貯水池内に破砕帯あり。 〔問題点〕 湛水後大規模な漏水が生じ，貯水池内の漏水ケ所である破砕帯に対して，粘土及びコンクリート吹付によるブランケットを施工して対処。 昭和42年完成	〔地　質〕 更新世中期以降の新しい火山岩類（山陰系）よりなる。温泉変質あり，右岸側に破砕帯が上下流方向に延びる。 〔問題点〕 湛水に伴い，ダム下流部の水田等に多量の湧水を生じた。 これは右岸破砕帯を通しての漏水と推定されたので粘土ブランケット及びグラウチングを実施。 昭和43年完成

ダム名	深　迫　ダ　ム	大　谷　ダ　ム	高　隈　ダ　ム	
所在地	熊本県上益城郡益城町	熊本県阿蘇郡高森町野尻	鹿児島県鹿屋市高隈町吉園	
諸元	目　的　かんがい 型　式　インクラインドコアー型フィルダム 堤体積 106,000㎥　集水面積 2.7㎢ 総貯水量 1,268,000㎥　堤高 19.0m	目　的　かんがい 型　式　コンクリート重力（粗石） 堤体積？　集水面積 53.5㎢ 総貯水量 2,000,000㎥　堤高 26.1m	目　的　かんがい，洪水調節 型　式　コンクリート重力 堤体積 67,000㎥　集水面積 38.4㎢ 総貯水量 15,930,000㎥　堤高 47.0m	
地質断面図（模式図）				
記事	〔地　質〕 阿蘇溶結凝灰岩と同時期の噴出とされる高遊原溶岩と称される安山岩（自破砕状）及び凝灰角礫岩よりなる。 〔問　題　点〕 建設途中の湛水で貯水池内で陥没を伴う大量の漏水を生じている。 貯水内のコンソリデーション グラウチングを実施すると共にアスファルト及びゴムによるブランケットを実施中。 工事中	〔地　質〕 噴出期を異にする三枚の阿蘇溶結凝灰岩よりなり節理，亀裂に富む。 〔問　題　点〕 昭和9年ダム高30尺（10m）全漏水，グラウチングにより満水。 昭和15年現在のダム高となるが水位は HWL－10mで安定。 昭和35年より調査及び対策を継続中。	〔地　質〕 中生代の四万十層砂岩，頁岩互層を基盤とするが，左岸側は基盤高がHWL以下で隣接する沢に続いており，この上をシラス（姶良火山噴出物である降下軽石）が覆っている。 〔問　題　点〕 シラス層の透水性が大であるため左岸に止水壁を設置している（高さ9m） 昭和42年完成	

6. ロックボルト工のトンネルへの応用

土木研究所トンネル研究室

室　長　　今　田　　徹

6. ロックボルト工のトンネルへの利用

1. はじめに

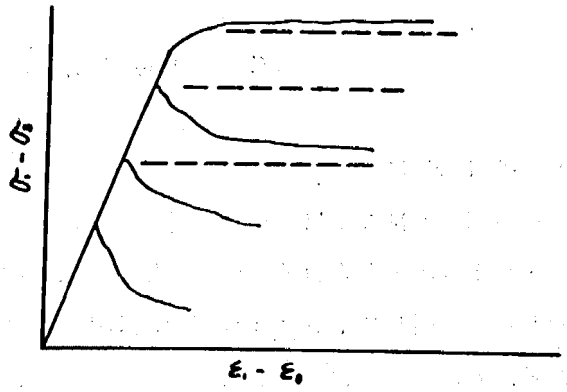
わが国でのＮＡＴＭ工法は，外国からの考え方の紹介，導入の時期を終り，試行から普及の段階に入ってきたように考えられる。今後，施工実績の蓄積によって，わが国の地質や施工環境に適応した新しい技術として発展してトンネル施工の能率化，経済化に大きく貢献することが期待されている。ＮＡＴＭ工法の考え方については，今までに種々紹介され，多数の文献があり，あらためて述べる必要はないが，人によって，また見方によって多少の相違があるようであり，考え方を整理してみるのも無駄ではないように思われる。しかしながら，ＮＡＴＭという標題のもとで，一般に認められた考え方を統一的に取扱うことは困難であって時期を待たなければならない問題である。何故なら，現状ではＮＡＴＭ工法の原理が必ずしも十分に明らかにされているとは云えず，また，ＮＡＴＭ工法においても施工の積み重ねが大切であって今後の発展によらなければならない点を多く含むからである。以下にＮＡＴＭ工法についてできるだけ一般的な概要を述べるが，一部には筆者の考え方が入ることをお許しいただきたい。

2. トンネルの安定

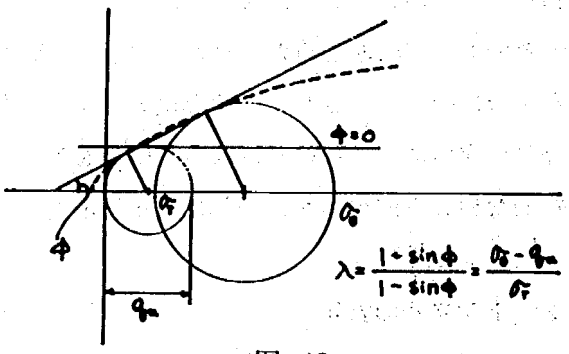
ＮＡＴＭ工法とは何であるかを考える場合，在来の工法との比較のもとにその特徴を明らかにするのが良いように思われる。ＮＡＴＭ工法と在来工法とが最も違う点はトンネルの安定に対する考え方である。在来工法ではトンネルの安定を，支保工や覆土などの支保構造に荷重を作用させ，その荷重に対して構造が安定であるか否かというとらえ方をしていたのに対し，ＮＡＴＭ工法では地山の安定の問題としてとらえ，地山が安定するためにはどのような支保とすれば良いかというアプローチのしかたをする。このことは表現を変えれば，在来工法では，地山はトンネル（支保工・覆工）に荷重を与える要素としてとらえられていたのに対し，ＮＡＴＭ工法では地山をトンネル（トンネル空間）を保持する主要素と考える。あるいは，地山の強度をできるだけ利用してトンネルの安定を図ることを考えるということになる。この点について少し詳細に考えてみることにする。いま，簡単のために水平，鉛直ともにp_oの応力が作用している状態（側圧係数１）のところに半径aのトンネルを掘削することを考える。地山が弾性体として挙動する場合は良く知られているようにトンネルの掘削面には円周方向に$2p_o$の応力が作用する。もし地山圧縮強度q_uが$2p_o$より大きければ，トンネル周辺の地山は破壊または降伏することはないからトンネルは安定である。勿論実際には，地山中には力学的な不連続面が常に存在し，マクロには弾性体とみなせても，ミクロには不連続面の影響を考慮しなければならない。従って，$q_u > 2p_o$であるからといってトンネルは常に安定ということにはならず，トンネル掘削面とこれに連続する地山の力学的不連続面でかこまれた岩塊が重力の作用によって脱落あるいは緩みを起し，次々に地山内部に波及して安定を損う恐れがあり，適当な支保によってこれを防がなければならない。この現象は，地山の初期応力 p_o と直接関係のない現象であり，地山の力学的な不連続面の分布およびその性質並びにトンネルの大きさに主として関係する要素である。Terzaghi の岩盤に対するゆるみ荷重は，このような現象を安定させるために必要な力をゆるみ高さH_pとして表現したと考えることができる。このように，トンネル周辺に生ずる集中応力が地山の強度に達しない場合（大部の堅岩トンネルではこの場合に属すると考えられる）は在来工法においてもＮＡＴＭ工法においてもトンネルの安定問題と

いう点では変らないと考えることができよう。

トンネル周辺に生ずる集中応力の値が地山の強度を越える。すなわち，$q_u < 2p_o$ の状態になると，トンネル周辺の地山は破壊又は降伏することになる。地山がぜい性に富んだものであれば山はねと呼ばれるような現象として破壊が現われ，塑性的性質を示すものであれば膨張性地山と呼ばれるような現象を呈することになる。岩石の応力と歪との関係は図－1に示すような挙動を示すが，簡単のために図中点線で示されるような完全塑性的条件を示すものと考え，また，降伏条件を図－2に示すようなMohr の破壊規準をとると，トンネル周辺の応力および弾塑性境界までの半径 c は次の式で与えられる[1)2)]。



図－1



図－2

$\phi > 0$ の場合

$$c = a\left[\frac{2}{\lambda+1}\cdot\frac{p_o(\lambda-1)+q_u}{p_i(\lambda-1)+q_u}\right]^{\frac{1}{\lambda-1}}$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \left(\frac{r}{a}\right)^{\lambda-1}\cdot\left(p_i+\frac{q_u}{\lambda-1}\right)-\frac{q_u}{\lambda-1}\\ \sigma_\theta &= \left(\frac{r}{a}\right)^{\lambda-1}\cdot\lambda\cdot\left(p_i+\frac{q_u}{\lambda-1}\right)-\frac{q_u}{\lambda-1}\end{aligned}\right\}\ a \leqq r \leqq c$$

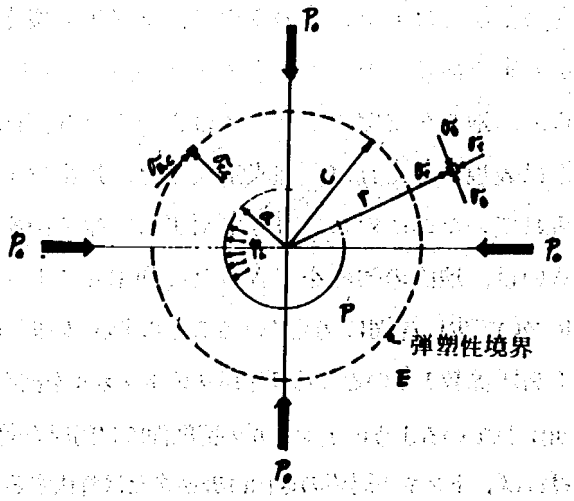
$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{a^2}{a^2}\sigma_{rc}+\left(1-\frac{c^2}{r^2}\right)p_o\\ \sigma_\theta &= -\frac{c^2}{a^2}\sigma_{rc}+\left(1+\frac{c^2}{r^2}\right)p_o\end{aligned}\right\}\ c \leqq r$$

$\phi = 0$ の場合

$$c = a\exp\left(\frac{p_o-p_i}{q_u}-\frac{1}{2}\right)$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= p_i+q_u\log\frac{r}{a}\\ \sigma_\theta &= p_i+q_u\left(1+\log\frac{r}{a}\right)\end{aligned}\right\}\ a \leqq r \leqq c$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= p_o-\frac{q_u}{2}\frac{a^2}{r^2}\exp\left(\frac{2p_o-2p_i-q_u}{q_u}\right)\\ \sigma_\theta &= p_o+\frac{q_u}{2}\frac{a^2}{r^2}\exp\left(\frac{2p_o-2p_i-q_u}{q_u}\right)\end{aligned}\right\}\ c \leqq r$$



図－3

ただし，$\lambda = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$

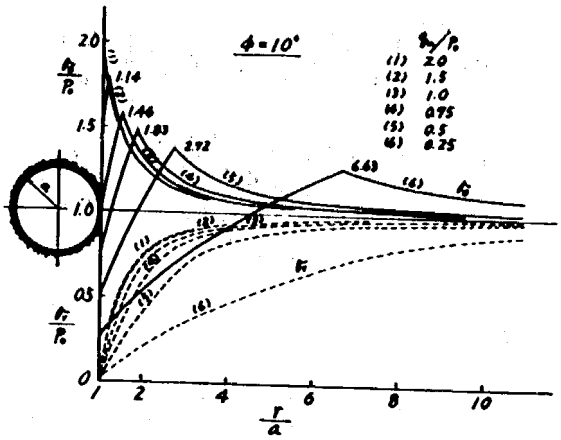
記号は図－2，3参照

いま，1例として，支保のない状態，すなわち掘削面に作用する応力 $p_i = 0$ とし，$\phi = 10°$ の場合について，トンネル周辺の応力を求めると図－4のようになる。縦軸は応力を初期地圧 p_o との比で，横軸はトンネル中心からの距離をトンネルの半径との比で示している。掘削面における円周方向の応力は地山の強度に合った値となり，地山内部に入るに従って応力は大きくなりピークに達する。ピークに達したと

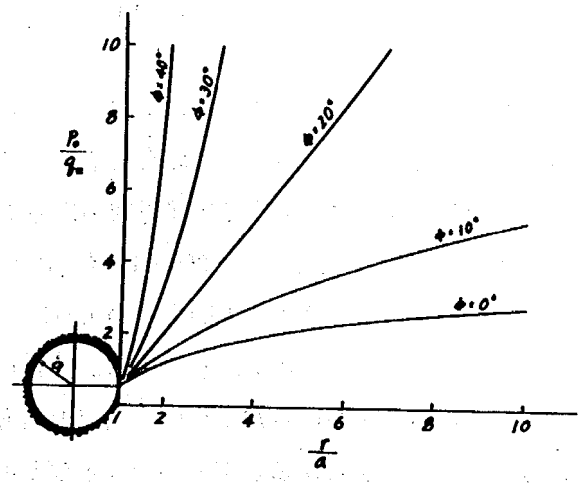
ころが弾塑性境界であり，以後，地山の初期地山応力値まで次第に減少する。$q_u/p_o = 2.0$ の場合は弾性の場合である。トンネルの周辺に生ずる塑性領域は q_u/p_o の値が小さくなると次第に大きくなり，q_o/p_o が 0.5 以下の場合は急に塑性領域が大きくなることがわかる。図中の点線は半径方向の応力であり，地山の強度が大きい程早く初期地山応力値に近づく。

図－5は弾塑性境界の位置を p_o/q_u（初期地山応力地山強度比）を縦軸にとり，内部摩擦角 ϕ をパラメータとして示したものである。ϕ が小さい場合は p_o/q_u のが増加すると塑性領域が急激に増加するのに対し，ϕ が大きい場合は塑性領域はあまり増加せず，塑性領域の発生に ϕ が大きな影響を持っていることがわかる。掘削上問題を起す例は ϕ の小さな粘土質の地山であることが多く，ϕ の大きな砂質の地山の場合は安定上の問題が少ないことが経験されており，図の結果は理解できる。

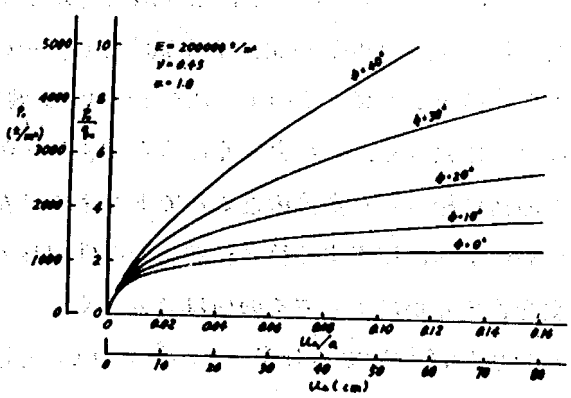
いずれにしても，図－3で示すような地山を仮定した場合は，地山の強度がトンネル掘削によって生ずる集中応力の値以下であっても，応力的には，図－4，5で示されるような状態で均合いを保つことができ安定が可能であることになる。しかし，トンネルとして成立するためには，掘削によって生ずる変形が一定の限度以下であることが必要である。塑性領域が発達すると変形量もそれに伴なって大きくなる。変形量を計算するためには，塑性状態において歪が支配される式を規定する必要がある。Egger[3]は，半径方向および円周方向の歪速度 $\dot{\varepsilon}_r$，$\dot{\varepsilon}_o$ に $\dot{\varepsilon}_r = -\alpha\,\dot{\varepsilon}_o$ の関係があるものとし，図－3のような関係にある地山におけるトンネルの掘削面における変位 u_a を次式のように求めている。

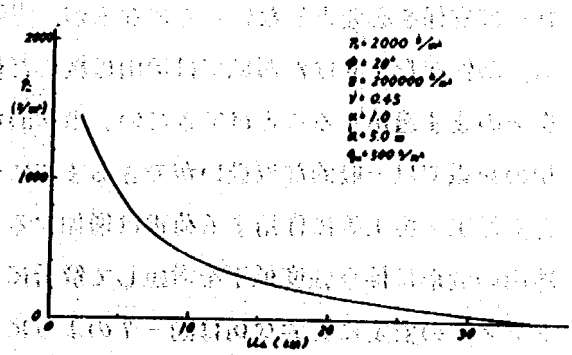


図－4



図－5


図－6


図－7

$\phi > 0$ の場合

$$u_a = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\lambda - 1} \cdot a \left[\left(\frac{1+\alpha\lambda}{\lambda+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \cdot \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\lambda - 1) + 1 \right\} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] + k_o \cdot a^{-\alpha}$$

$$k_o = u_c \cdot c^{\alpha} - \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\lambda - 1} \cdot c^{\alpha+1} \cdot \left[\left(\frac{1+\alpha\lambda}{\lambda+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\lambda - 1) + 1 \right\} \left(\frac{c}{a} \right)^{\lambda-1} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right]$$

$$u_c = \frac{1+\nu}{E} \cdot c \cdot \{ 2(1-\nu) p_o - \sigma_{rc} \}$$

$\phi = 0$ の場合

$$u_a = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot q_u \cdot a \cdot \left[\frac{p_i}{q_u} + \frac{(1-\nu)(\alpha-1)}{(1-2\nu)(\alpha+1)} \right] + k_o a^{-\alpha}$$

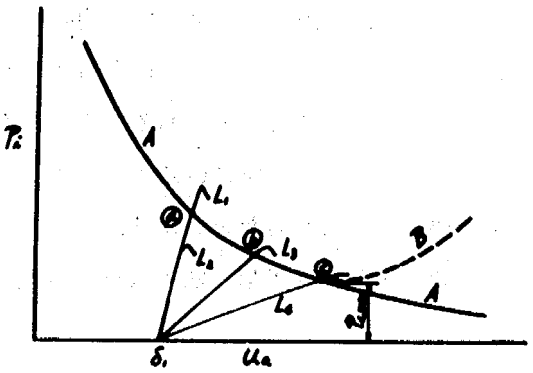
$$k_o = c^{\alpha} u_c - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot q_u \cdot a \left[\log \frac{c}{a} + \frac{p_i}{q_u} + \frac{(1-\nu)(\alpha-1)}{(1-2\nu)(\alpha+1)} \right]$$

ただし，νはポアソン比，Eはヤング率，cはトンネル中心から弾塑性境界までの距離，u_c は弾塑性境界における変位で，$\phi = 0$ の場合も $\phi > 0$ に対する式と同じ式で与えられる。

σ_{rc} は弾塑性境界における半径方向の応力である。

いま，1例として，$E = 200000$ t/m²，$\nu = 0.45$，$\alpha = 1.0$ として p_o の増加とともに掘削面の変位がどのようになるかを計算すると図－6のようになる。縦軸は初期地山応力と地山強度の比で表示し，横軸は変形をトンネル半径の比で示している。併記してある座標は $q_u = 500$ t/m²，$a = 5.0$ m の場合の値である。塑性範囲と同様に ϕ が小さいと初期地山応力の増加とともに急速に変形が増大し，ϕ が大きな影響を持っていることがわかる。変形が過大となる場合にはこれをコントロールすることが必要である。これは掘削面に内圧（支保による拘束）p_i を与えることによって行なうことができる。この関係を調べるため1例として $p_o = 2000$ t/m²，$\phi = 20°$ とし，その他の条件は図－6と同じとして p_i と掘削面の変形との関係を計算すると図－7のようになる。p_i が増加すると変形は小さくなるが，変形の減少の程度は p_i が少ない時に大きく，p_i が大きくなるとあまりきかなくなる。このように支保によってある p_i が与えられれば，この p_i に相当した変位のところでトンネルは安定となることができる。すなわち，トンネルが安定化するために支保に作用する荷重は地山の条件が与えられても一意的に決るものではなく，地山の変形をどの程度許容するかによってその値は変ってくる。しかし，支保によって与えることのできる p_i はせいぜい200～300 t/m² 程度であり図－7の例では p_i としては相対的に小さな値であり，ある程度の変形を許さなければ支保は破壊されてしまうことになる。経済的な支保の設計を考えるならば，$p_i = 0$ となるまで変形を許せば支保を必要としないことになるが，実際は，地山には節理などの力学的な不連続面が存在し，しかも，塑性変形を受けた領域では地山は緩んだ状態となっているので，図－7を求めたようなマクロな検討をそのまま適用することはできない。力学的な不連続面および塑性変形による緩みの影響については，現状の知識では一般的な取扱いができるまでに至っていないが，経験的にはある程度以上の変形が進行すると支保工・覆工等に作用する荷重は増加することは良く知られている事実であり，また，理論的にも岡[4]は地山の変形に伴う強度低下を考慮して解析によりこれを求めている。すなわち，変形がある程度以上進むとトンネルの安定に必要な p_i は図－7のようには減少せず増加に転ずることになる。この関係を模式的に図－8に示す。図中点線で示されたBの曲線が緩みによる p_i の増加を示す曲線であり，Aの曲線は図－7の

曲線に相当する。L_1 L_2 等の曲線は支保の荷重変位曲線を示すもので，その傾きは支保の剛性を示す。L_1 の曲線は剛性の大きな支保を変形がまだあまり進行していない時点に入れたことを示すもので，ⓐの点でAと交叉し，安定する荷重は大きな値となっている。もしこの場合 L_2 のように耐荷能力が低いものである時はAと交叉する以前に破壊され，安定が得られないことになる。しかし，L_2 と耐荷力が同じであっても，剛性の小さな L_3 のような支保の場合はⓑ点で交叉し安定が得られる。このことは，断面を大きくして支保を強くしても，支保の剛性も同時に大きくなるので，必ずしもトンネルを安定化するのに有利にはならないことを示すものであり，少なくとも経済的には適当な方法とは云えない。図から明らかなように支保の設計は最も p_i の小さいところで安定となるようにするのが望ましい。L_4 はこのような支保の1例である。NATM工法はこのように支保を最も合理的な点で設計しようとする工法であるといえる。また，図にはBの曲線は1本のみしか示してないが，BがAから分岐する点は支保と密接な関係を有しているものと考えられ，p_i が最小の点をできるだけ低くする工夫もNATM工法では重要な要点である。



図－8

3. ロックボルト，吹付コンクリート

上に述べたように，NATM工法は地山の性格を的確にとらえ最も経済的で合理的な支保構造としようとするものである。通常はこの目的のために支保として吹付けコンクリートとロックボルトが用いられる。これらの支保工は，安定のために必要な最低の変形は許すというNATMの考え方に最も適合している。地山の自立性が不足し，鋼アーチ支保工を用いなければならない場合は可縮が可能であるV型鋼が用いられる。在来のH型鋼やパイプによる支保工あるいは覆工を用いていたのでは，地山強度が低く変形量が大きな場合は変形に追随することができずNATM工法的な設計をするには適当でない。吹き付けコンクリートとロックボルトの技術が発達してNATM工法がはじめて可能になったと考えることができる。吹付けコンクリートおよびロックボルトは必ずしも上に述べたような考え方があって発展したものではなく，単独の支保工として発達しそれ自体すぐれた支保工である。吹付けコンクリートの支保工としての効果については種々の考え方が示されているが，その最も大きな特長は，掘削面と密着して表面を覆った構造となり，地山の一体性を確保することである。鋼アーチ支保工と矢板の組合せでは地山と密着し構造は不可能であり，地山の緩みはさけられない。ロックボルトは硬岩に対する支保工として発達してきたが，その効果はボルトの定着力を得ることさえできれば極めてすぐれていることが経験され，確実な定着を得るためと軟岩に対しても適用できるようにするため接着式ないし全面接着式のロックボルトが開発され，広い範囲の地質に使用できるようになった。ロックボルトの作用機構については必ずしも明らかにされていないが，地山を一体化させてトンネルの安定を図る効果を持っている。NATM工法では，地山の一体性を確保する作用を主として持つ支保工が主体として用いられることが特長であると云えよう。

4. 計　　測

NATM工法は，トンネルの安定をできるだけ地山自身の持つ安定化機構を利用して得ようとするもの

であるから，地山の持つ諸特性を的確に把握しておかなければならない。しかし，トンネルを掘削する以前において地山の性質を完全にとらえることは困難であるから，施工途上において計測を行い，初めに予想した設計が適切なものであるかどうかをチェックし，必要に応じて設計を変更して，トンネルの安定が得られたかどうかを常に確認することが必要である。在来の工法においても計測は行われたが，計測が必須の要件ではなかったといえる。しかし，ＮＡＴＭ工法では計測は施工の一部として組織的に行なうことが必要でありＮＡＴＭ工法の大きな特徴である。

5. ま と め

ＮＡＴＭ工法についてトンネルの安定の問題を中心に述べたが，ＮＡＴＭ工法は在来の工法と全く違った新しい工法というのではなく，在来の経験を体系化した工法と考えることができよう。ＮＡＴＭ工法の考え方の基礎となっている許される変形は認めるという考え方は在来からあったものであり，また，ここでは述べなかったが施工上はできるだけ早く支保工を施工し地山の緩みを防ぎ，また，全断面をできるだけ早期に閉合するという考え方は在来と全く変らないトンネルの基本である。むしろ，吹付けコンクリートと軟岩にも適用できるロックボルトの技術が進歩して，地山の性質を的確に利用する工法が可能になったということもできる。この点でＮＡＴＭ工法は吹き付けコンクリート工法，ロックボルト工法として認識されるという面を持っている。従って，ＮＡＴＭ工法では，吹付けコンクリートおよびロックボルトを支保の主体とした工法の特長はすべて包含し応用範囲の広い工法となっている。現在，ＮＡＴＭ工法は膨張性の地質や風化の進んだ地質など特殊な地質に対して主として用いられているが，吹付けコンクリート工法，ロックボルト工法としてより一般の地質に適用され，発展することが期待される。

参 考 文 献

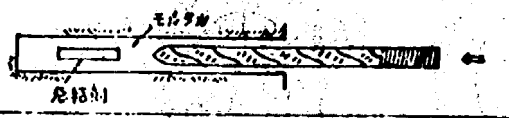
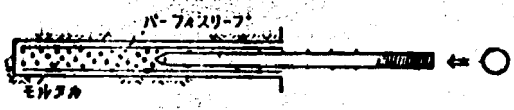
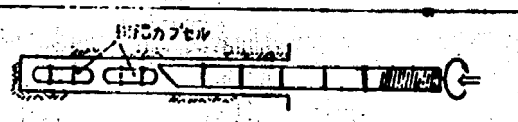
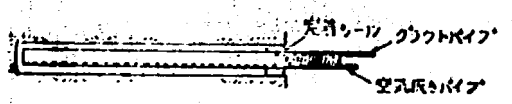
1) H. Kastner, 金原 弘訳 "トンネルの力学" 森北出版 1974

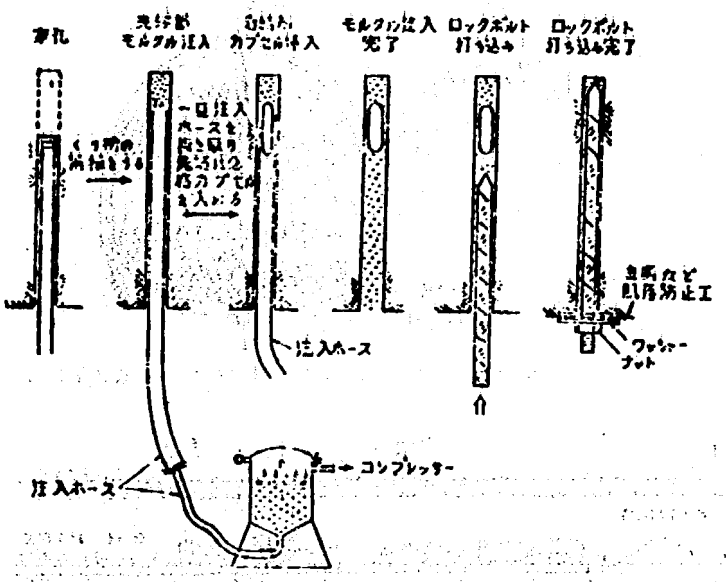
2) 斉藤徹他 "トンネル工学概論" 土木工学社 1977

3) 日本トンネル技術協会 "海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料調査報告書" 1978

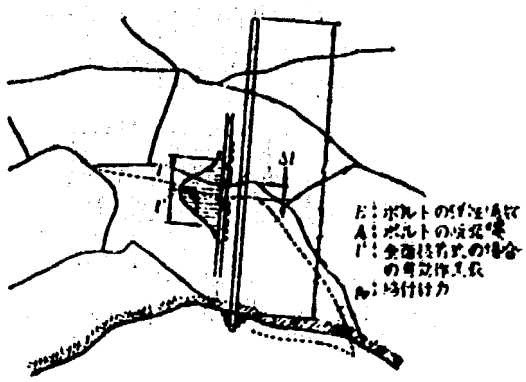
4) 岡 行俊 "ＮＡＴＭにおける支保理論" 施工技術 第10巻第11号 1978

表－1　全面接着式ロックボルトの種類

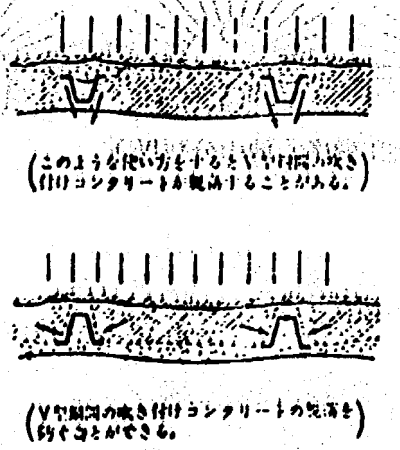
型式	形状	説明
①モルタル挿入型		かた練りモルタルを急結剤カプセルとともにロックボルト孔に填充した後，ロックボルトを押し込み急結剤とモルタルを混合して定着する．急結剤を用いないで特殊な急結性モルタルを用いることもある．
②パーフォ型		パーフォスリーブと呼ばれる半円トイ状のスリーブにかた練りモルタルをつめ，2本を組合せて筒状とし，これをロックボルト孔に入れた後，ロックボルトを押し込み，スリーブにあけられている穴からモルタルを押し出して定着する．
③樹脂定着型		ロックボルト孔に樹脂カプセルを必要量入れた後，ロックボルトを打込み細廻し，樹脂を操作して定着する．
④グラウト型		ロックボルトをロックボルト孔に入れ，孔口でロックボルトを固定，シールした後，グラウトを注入し定着する．グラウトを遮断することにより，早期強度を得ることができる．
⑤先端定着グラウト併用型		エクスパンジョンアンカーでまずロックボルトを固定し，孔口をシールした後グラウトを行う．ロックボルトには空気抜きのための孔があいている．締付けを行うことができる．



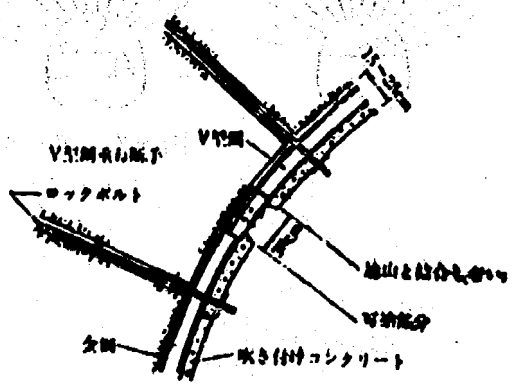
図－1　モルタル挿入形ロックボルトの作業手順



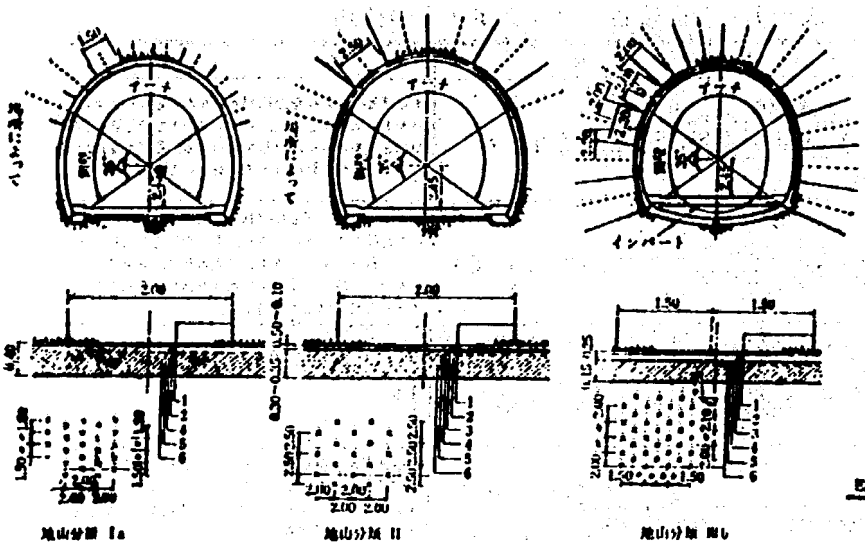
図－2　ロックボルトの地山補強機構

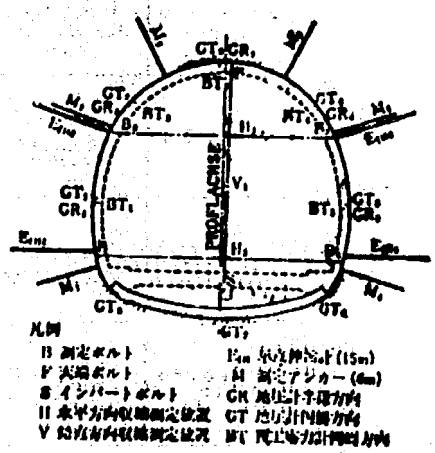


図－3　V型鋼の使い方

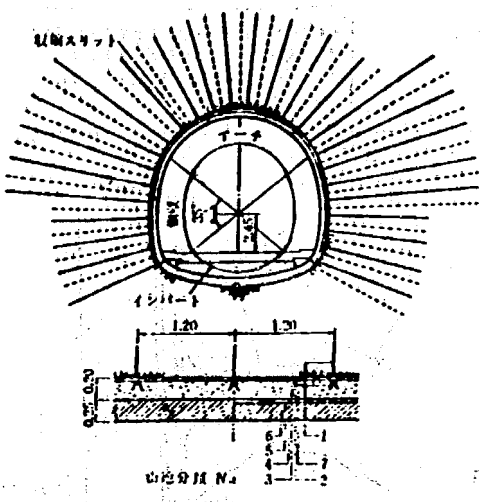


図－4　収縮スリット

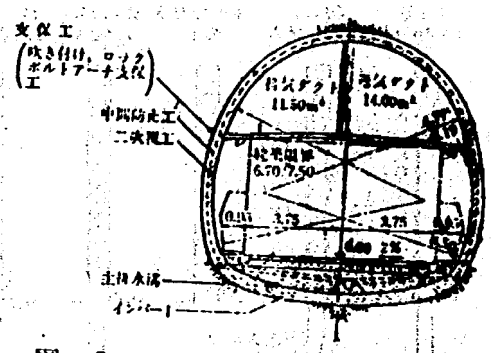




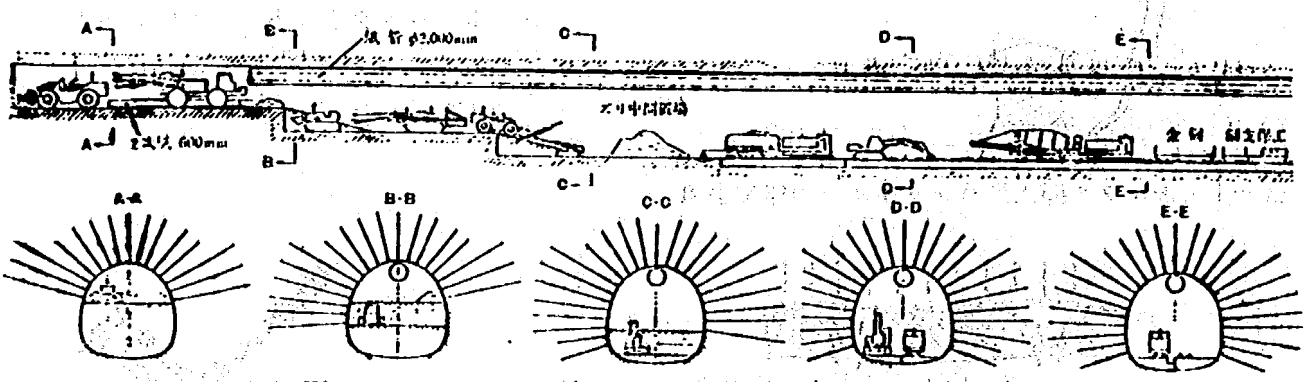
図－8　アールベルグトンネルの計測計画



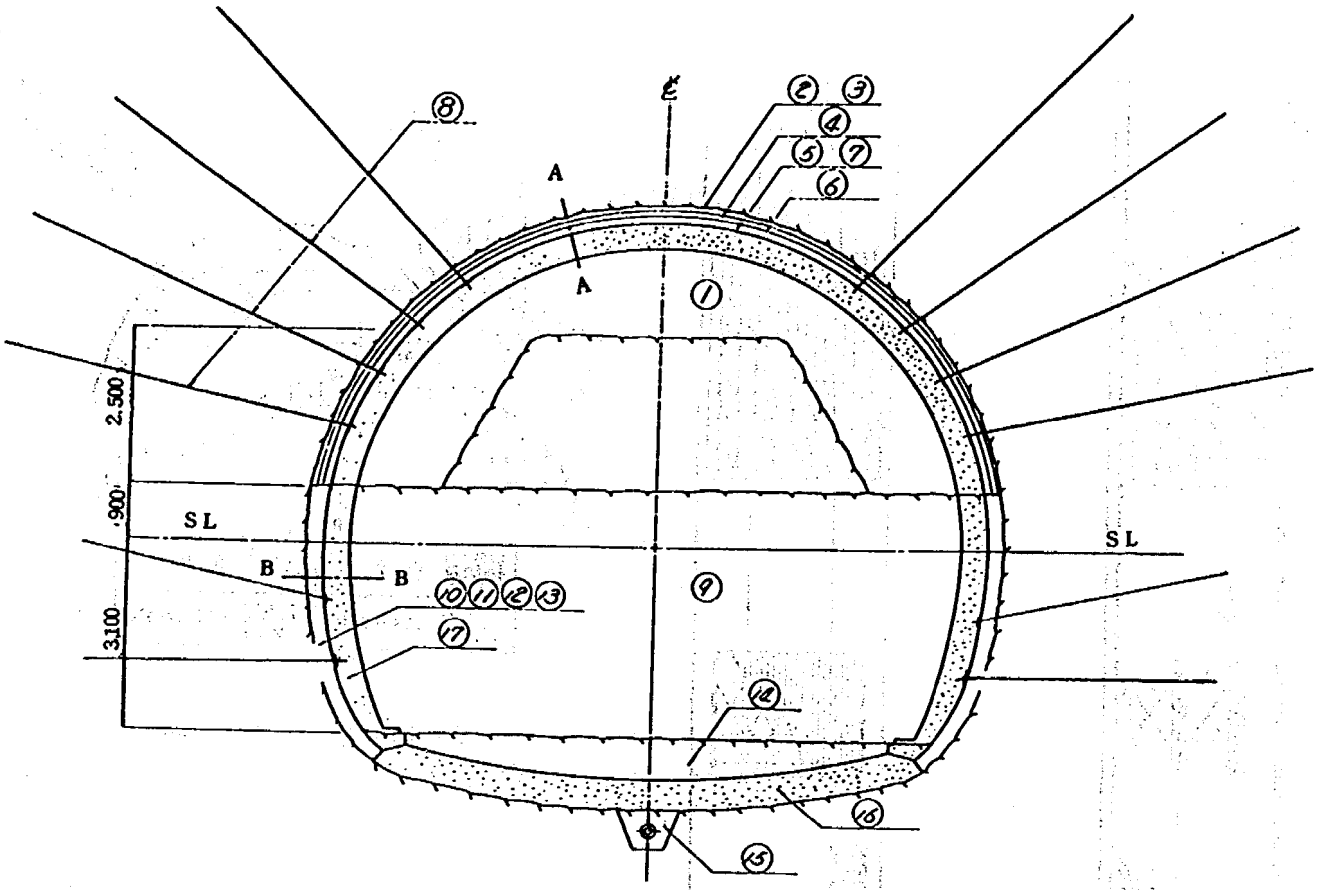
図－6　アールベルグトンネルの支保工



図－5　アールベルグトンネル標準断面図



図－7　アールベルグトンネルの施工順序（地山分類IV）



① 上半掘削

② メッシュ取付

③ 第一層吹付コンクリート

④ 鋼支保工建込

⑤ 第二層吹付コンクリート

⑥ 補強金網取付

⑦ 第三層吹付コンクリート

⑧ ロックボルト

⑨ ベンチ掘削

⑩ 吹付コンクリート第一層

⑪ 吹付コンクリート第二層

⑫ 補強金網取付

⑬ 吹付コンクリート第三層

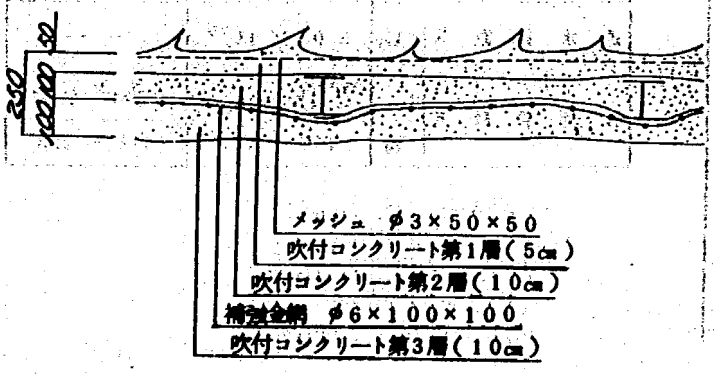
⑭ インバート掘削

⑮ 排水管敷設

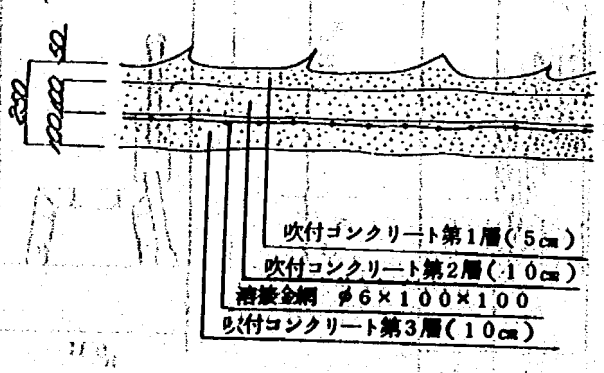
⑯ インバートコンクリート

⑰ アーチ及側壁内巻コンクリート

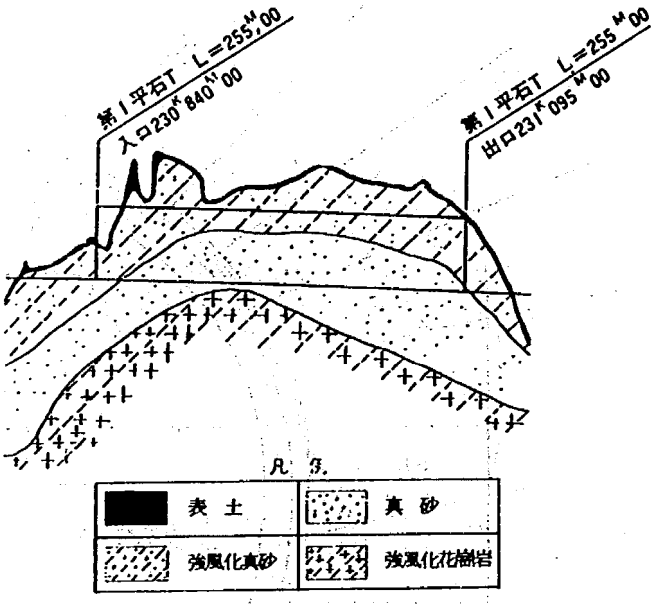
A～A断面



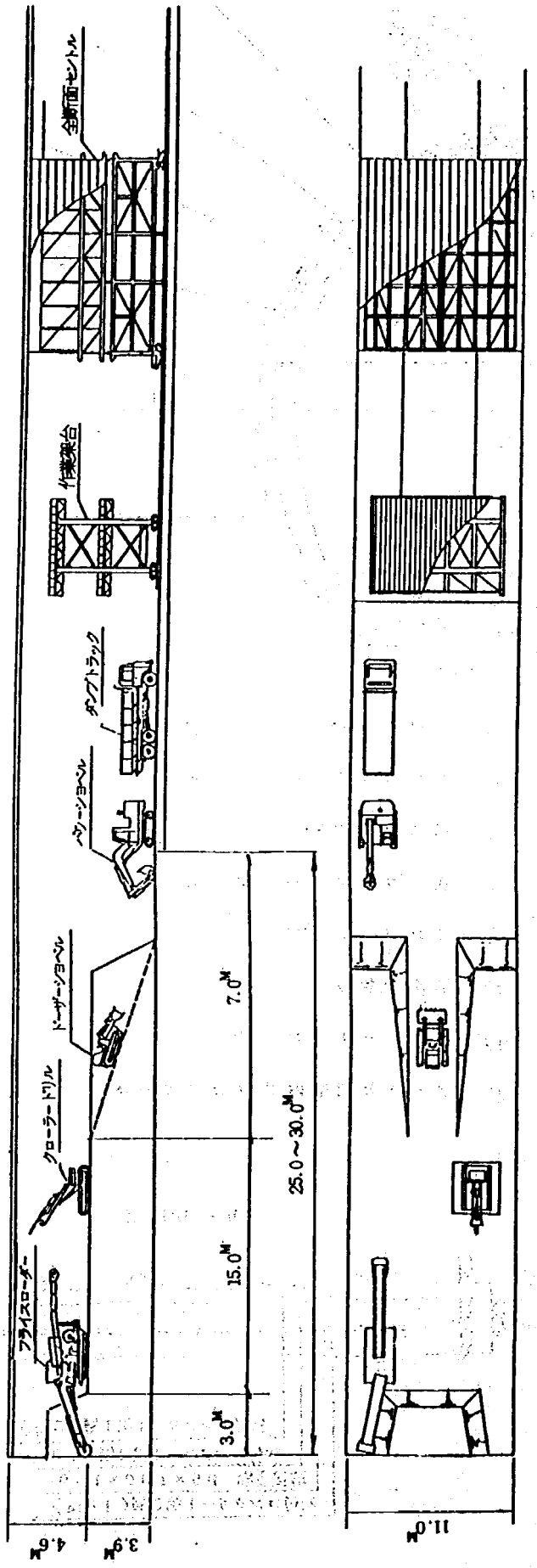
B～B断面



図－9 施工順序図



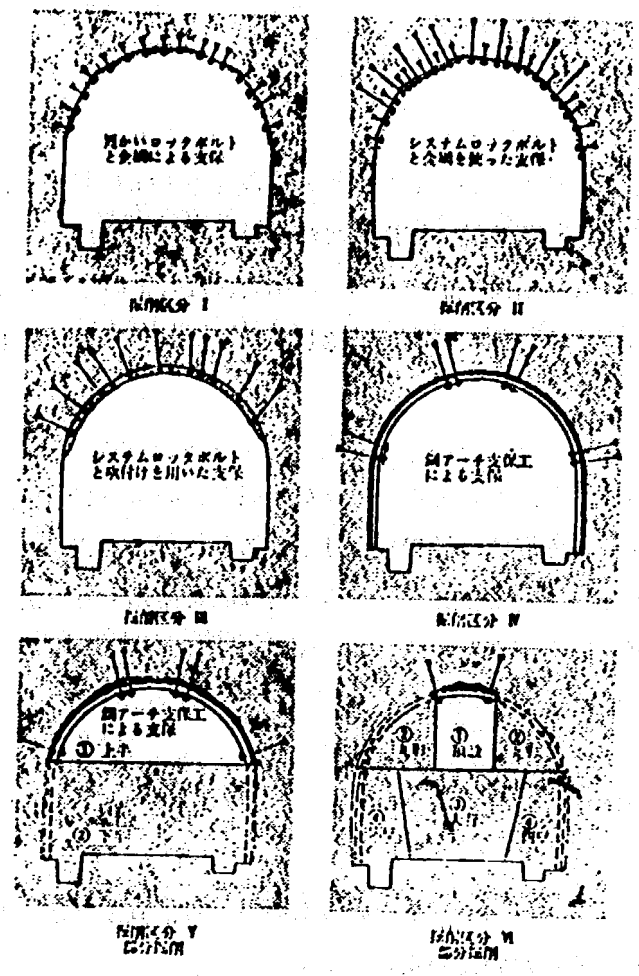
図－10 地 質 図



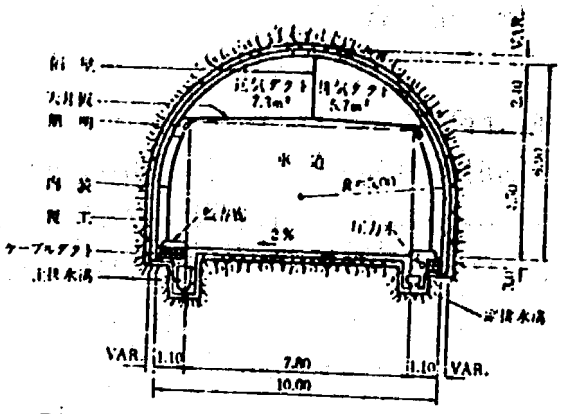
図－11

表－1 マサ土の物性値

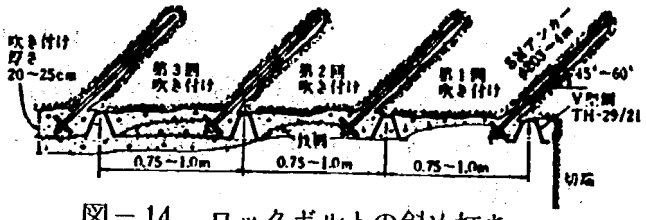
項目 ＼ トンネル名 / 試料採取位置			第1平石T 230K860M左導坑切羽	第1平石T 230K877M付近露頭
単位体積重量 γ_t		g/cm³	1.59 ～ 1.65	1.28 ～ 1.54
含水比 W		%	15.7 ～ 19.0	18.5 ～ 22.8
一面せん断	マサツ角 φ	°	34	30
	粘着力 C	t/m²	4.0	2.5
透水係数 K		cm/sec	5.03×10^{-6}	——
弾性係数 E			230K810M ～230K820M切土部	230K844M 左導坑
		kg/cm²	167 ～ 189	176 ～ 298



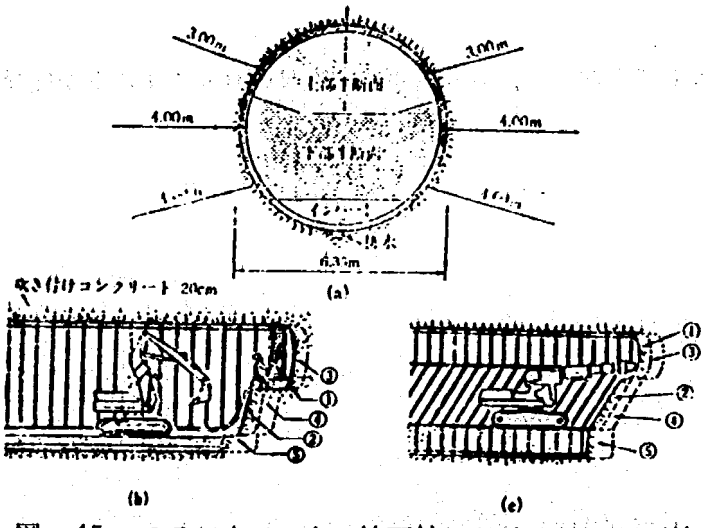
図－13　ゴットハルトトンネル掘削区分



図－12　ゴットハルトトンネル標準断面



図－14　ロックボルトの斜め打ち



図－15　フランクフルトの地下鉄におけるNATM工法

質　疑　応　答

塩井（土研）：

場所打坑の穴の安定を解析する場合も同じような方法をとるが，トンネルの場合重力方向が上下でありそのあたりがかなり異なるのではないか。また，断面が不連続で楕円形になるのでまげ定数が入ってくるという問題がある。図－3で半径Cの断面と半径Aの断面で応力レベルが相当異なっている。そうすると図－2において対応するCとφの値が変わってくる。色々な問題を感じるがそのあたりの設計手法は，今，どういう段階か。

今田（土研）：

ここでは最も考えやすく計算にのりやすい例をあげたが，トンネルは色々な断面形状のものがあり，実際の設計にはF．E.M.を使って形状に対する問題のある程度の予想をつけている。C，φの問題についてはまだ知られてないところが非常に多く，種々な値を与えて計算してみて合理的な値がどれであるかという見当をつけるという手法を用いるし，実際は地山の変形あるいは，地山の挙動などを測りそれから逆にC，φがどの程度であったかという見当をつけるのが普通である。

西岡（土研）：

当初，想定した地質と異なった場合に設計変更は問題なくできるのか。

今田：

当初，予想の地質より悪い場合に通常とられている対策は増ボルトというものであり，ロックボルトの長いものを打ち込んでいる。その後観測していくうちにだいだい安定してくる。

岡本（土研）：

地下水の多い地山でも施工できるのか。

今田：

現在のところ地下水の多い地山では吹き付けもできないし，ロックボルトも良いロックボルトが開発されていないので，適用には難点がある。

第12回地質担当者会議資料

土研資料第1529号
昭和54年11月(1979)

地　質　研　究　室

要　旨　第12回地質担当者会議において発表された研究，報告，講演内容とその討論内容をとりまとめたものである。

1. 地質年代と土木工事
2. 妙高山土石流災害について
3. 活断層について
4. 伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について
5. 火山岩地帯に建設されたダムの基礎処理の実例
6. ロックボルト工のトンネルへの応用

郵便はがき

二十円切手をはって下さい

3 0 5 - □□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地質研究室御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1529号

第12回地質担当者会議資料　　部

上記のとおり受領しました。

所　属(住所)

氏　名　　印