

土と岩

1991
No. 39

中部地質調査業協会

目 次

巻 頭 言

電力土木構造物と地盤	内 田 敏 久	1
ご 挨拶	伊 藤 武 夫	3
軟弱地盤上の港湾施設	鈴 木 康 正	4
長野自動車道四賀地区の地すべり		
対策について	水 間 雅 昭	12
汚泥焼却灰を添加した掘削		
残土の再利用について	鎌田 修・長野健示	25
細かく見る、普通に見る、大きく見る。そして		
もっと大きく見る	水 谷 伸治郎	32
地震動強度の評価方法に		
関する一考察	山 田 公 夫	37
岩石とレオロジー	赤 木 知 之	68
圧密沈下量算定式についての一考察	玉 腰 幸 士	78
道路法面の防災設計と		
砂岩脈の保存について	森 哲 雄	83
粒状滑材のはなし	宮 下 高 昭	87
最近の空洞探査技術について	小 松 幹 雄	95
可充電率法による地下水探査	出 口 浩	102
耳順の戯言（たわごと）		
南九州での思い出	岡 部 孝 男	107
竹 内 増 躬		
30周年記念見学旅行報告	横 道 長 幸	110
全地連臨時総会を終えて	佐 藤 安 英	116
創立30周年記念式典を終えて	三 井 司	118



電力土木構造物と地盤

(社) 土質工学会中部支部長

内 田 敏 久

電力の土木構造物は、過去においては水力発電施設が主体であったが、電力需要の増大やスケールメリットによる発・送電効率の追及、燃料価格の変動等から火力、原子力発電が主流を占めるようになった。また、昨今のエネルギー間の競合、あるいは、ライフスタイルの多様化、アメニティ志向などといったエネルギーを取り巻く環境の変化により、発電設備の大型化、多様化が進み、大容量変電所、地中送電線洞道が建設され、それに伴い様々な土木技術が必要となっている。

揚水発電所は押込みヘッドが必要などという構造上の特性から、その規模が大きくなるに従って巨大な地下発電所が建設されるようになり、他の電力設備においても環境保全の観点から構造物を地下に構築するケースが多くなっている。LNG基地や火力発電所は、燃料輸送、需要地への近さ等の観点から、臨海の埋立地に建設されることが多く、軟弱な地盤の改良工事を必要としている。また、ダムや原子力発電設備には、地震活動度や耐震性の検討のためのより高度な地盤評価技術が必要であり、都市部には地中送電線洞道や大規模な地下変電所等の送・配電設備も建設されている。

このように電力土木構造物は多様化し、その基礎地盤は硬岩から軟岩、あるいはシルトや粘土からなる軟弱地盤、都市部等の堆積地盤というように多岐に亘り、各分野において多くの施工実績を重ねてきた。

しかし、基礎地盤の特性を適正に評価し、適切な設計・施工を行うことは難しい。岩盤について言えば、ダムやトンネルなど数多くの設計、施工実績を持つが、岩盤の力学特性の評価や岩盤と構造物の特性に適した解析・設計手法の選定には悩まされることが多い。例えば、現在、岩盤は一様な連続体と見なして数値解析されることが多いが、実際の岩盤は、無数の亀裂があるために、岩石としての材料特性とそれら不連続面の力学的効果が混じりあった性質を示す。現在、それらの不確定要素を解析に取り込む研究がされており、理論的にはかなりの展開がされ、施工時の計測結果との検証がなされているが、実務に用いることのできる実際の岩盤特性を考慮した力学モデルの確立は、かなり先になろう。軟弱地盤は、間隙水との連成により複雑な挙動を示し、その力学特性の評価や解析は容易ではない。地盤改良工法についても、その機構に未解明な点や設計・施工管理の面で未確立な部分も多いので、試験盛土等を実施して、その結果を設計・施工にフィードバックした

事例もある。

都市部にて建設される地中送電線洞道や大規模な地下変電所等では、近接施工や、ボーリング、ヒービングなどが問題となり、基礎地盤の特性の把握が工事費や工事の成否を大きく左右する。

最近、エネルギー関連の将来的な技術として、圧縮空気エネルギー貯蔵（CAES）や超電導エネルギー貯蔵（SMES）といったものに期待が寄せられている。これまで、地盤は構造物を支持したり、あるいは掘削された空洞を支保する機能を果たしてきたが、CAESやSMESでは空洞の内部から作用する大きな力に耐える機能が求められている。また、NATMに代表されるように、地盤の持つ特性を積極的に活用して、工事費の節減、安全性の向上など合理性を高めることも求められている。このように、地盤に求められる機能も変容し、電力土木構造物の立地難から対象とする地質も今後増々多様化するものと考えられる。そのためには、地質の調査技術や評価技術等も高度化し、精度の向上や適用範囲の拡大などが必要であろう。

一方、調査、計測結果の活用の点でも問題が内在している。すなわち、現状においては、構造物の建設という目的の達成に目が向きがちで、その調査や施工実績から得られたデータを十分に研究し、それ以降の建設工事に活用できる状態にしないまま終わってしまっている場合が多くあるように思われる。調査結果を施工実績等から見直し、再評価してデータベース化するなど各種データの活用性を高める工夫も必要であろう。同様な調査を、重複して実施することは避けるべきである。

以上のような観点から、電力土木構造物に関わる技術者には、視野を広げた見地より互いに情報を交換しあい、切磋琢磨して技術の研鑽に励み、一方では、調査・施工実績の蓄積、体系化を図って、それを将来の土木技術の進歩に役立てる地道な努力を望み、期待したい。そうすることによって、現在、電力土木構造物の設計、施工、保守を行っていくうえで、地盤との関わりにおいて懸案となっている事項が、近い将来に必ず解決されるものと思う。（中部電力株式会社取締役）



ご挨拶

中部地質調査業協会

理事長 伊藤 武夫

本年も当協会の技術機関誌「土と岩」が予定通り発刊される運びとなり、大変嬉しく思っております。執筆者各位に厚くお礼申し上げますと共に、編集に携わっていただいた皆さんのご努力に対しても、深く敬意を表したいと存じます。

大方の皆さんはご承知のことと存じますが、この春全国地質調査業協会連合会が纏めた「地質調査業の経営戦略化ビジョン'90」の中で、地質調査業はその特性の一つとして、技術の多くを学問的成果から直接影響を受けている学問領域接近型産業と位置づけております。そして魅力ある産業のあり方を目指して、現在保持している各種関連学会及び大学、各種研究機関との関係を今後も保持するよう努力することが重要と述べております。また一方地質調査業は公共事業依存型産業であり、そのクライアントの多くが官公庁であるという特性を持っていると述べております。従って官公庁技術者の中には地質調査の結果とそれに基づいて施工した工事の関わりについて熟知されている方が多く、このような観点からいたしますと官・学のご協力を戴きながら今日まで続けておりますこの「土と岩」の編集・発刊という当協会の事業は非常に意義ある事業であり、これからはもずっと続けて行くべきだと信じております。

更に地質調査業の産業特性の一つにハードとソフトの一体型という点を挙げております。即ち、機械器具を用いたフィールドワークと解析・判定業務などのデスクワークの二つの面を持っているということです。第3次構造改善

事業の一つとして本年から始まりました全地連の技術フォーラムはフィールドワークを主体といたしておりますが、この「土と岩」はこの二つの分野の技術者の一体化・融合化の場としてご活用いただけるものと思っております。

今や消化力に対しオーバー気味の地質調査の仕事量が中東湾岸危機で当面どのように変化していくのかということや、日米構造協議での向こう10年間430兆円の公共投資が実際どのように実施され、我々の業界にどのような影響があるのかということが当面の関心事ではなからうかと思えます。しかし、これらは自力でどうにもならないことであり、ある種の予測をしながら対応する以外にありません。これに対して国民の各界、各層においてあらゆるものが所謂本物志向となっている今日の日本社会において、地質調査業界においても土木建設事業における本物志向に対する対応策として、技術の一層の追求が望まれます。このことは自力での対応が可能であり、競争激化が予想されるこれからの当業界での生き残り策の最たるものであると言わなければなりません。この「土と岩」がそうしたことにいささかでも貢献出来れば望外の喜びと存ずる次第です。

「土や岩」№39発刊に当り、関係者各位に一言お礼を申し上げ、所感の一端を述べさせていただきます。ご挨拶と致します。

事例もある。

都市部にて建設される

リング、ヒービングなどが問題となり、基礎設備の特性の把握が重要となる。

大きく左右する要素は調査段階で

夫、丸、菊、田

電導エネルギー貯蔵（SMES）といったもの

1. まえがき

近年の我国の高度経済成長の過程において、港湾および空港は外国貿易や国内交通などの物流拠点として、また地域社会の発展を促すという面においても、非常に重要な役割を果たしてきました。

安定経済成長へ移行したこれからも、国際化・情報化時代に対応する産業・流通機能の強化、定住と交流による地域の活性化、さらに安全で質の高い環境の整備など、国民生活と密接に関連する

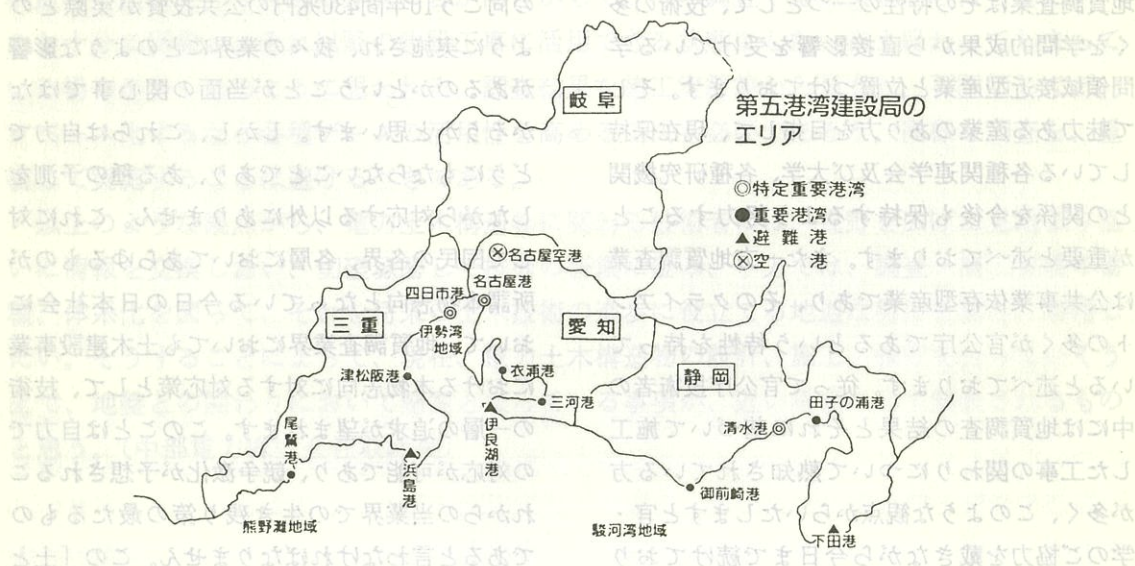
軟弱地盤上の港湾施設

運輸省第五港湾建設局

設計室長 鈴木 康 正

港湾、空港の整備がこれからの社会的発展の大きな課題となっています。

運輸省第五港湾建設局（五港建）は、その名のとおり、港湾および空港を建設することを主務とする運輸省の地方支分局の一つですが、あまりなじみのない方もおられることと思いますので、本論に入る前に、まず五港建の概要についてご紹介しておこうと思います。



港 湾 一 覧 表					
県 名	特定重要港	重要港湾	地 方 港 湾	避難港	空 港
三重県	四日市	尾 鷲 港 津 松 港	桑名・千代崎・白子・宇治山田・鳥羽・ 的矢・賢島・浜島・五ヶ所・吉津・長島・ 引本・三木里・賀田・二本島・木本・磯段	(浜 島)	
愛知県	名古屋	三 河 港 伊 良 湖 港	伊良湖・横江・泉・馬草・倉敷・東横豆・ 吉田・河和・師崎・内海・富具崎・常滑	(伊良湖)	名古屋
静岡県	清水	田子の浦 御前崎	熱海・伊東・下田・手石・松崎・宇久須・ 土肥・沼津・大井川・榑原・相良・浜名	(下 田)	
計	3	6	41	(3)	1

図-1 運輸省第五港湾建設局の管轄

まず、五港建の管轄は、静岡県、愛知県、三重県および岐阜県の四県で、本局は名古屋市にあります（図－１）。管内には、大小あわせて50の港湾がありますが、そのうちのいくつかの主要な港湾において、第一線防波堤や大型岸壁等の建設および海洋の環境保全に関する直轄事業を実施しています。また、空港の整備としては、名古屋空港の拡張工事等を実施しています。

さて、五港建管内の技術的な地域特性としては、①軟弱地盤地帯を抱えていること、②大規模地震発生のある可能性があること、③外洋は大波浪域であること、④異常潮位や高潮等が生じやすい地形をしていること等がありますが、ここでは特に伊勢湾域でみられる軟弱地盤地帯における港湾施設の建設について述べることにします。

2. 伊勢湾域の海底地盤の特色

三河湾を含めた伊勢湾は、水面積が2130km²であ

り、複雑な湾形のため海岸線の延長は290kmに達します。平均水深は、約19mですが、湾の中央部に30m以深の凹みを持ち、これを中心に20m等深線、10m等深線が陸岸に向かっていきます。また、湾口については、神島と伊良湖岬の間で水深100mに達するところがあります。

五港建が実施した音波探査および既存の各種調査の結果からみた伊勢湾の地質構成は、以下のようになっています。

まず、最上位には、厚さ10m～20m前後の優勢な沖積世の軟弱泥層が分布していますが、この層の上位は、超軟弱なヘドロ層（Ah層）であり、その下位の泥層（Ac層）と整合的に重なっています。この下に洪積世の地層が分布していますが、上位は泥層、その下は上面の凹凸の激しい砂礫層が分布しています。基盤となる地層は第三紀以前の地層であり、これらを示すと表－１のようになります。

表－１ 地 質 総 括 表

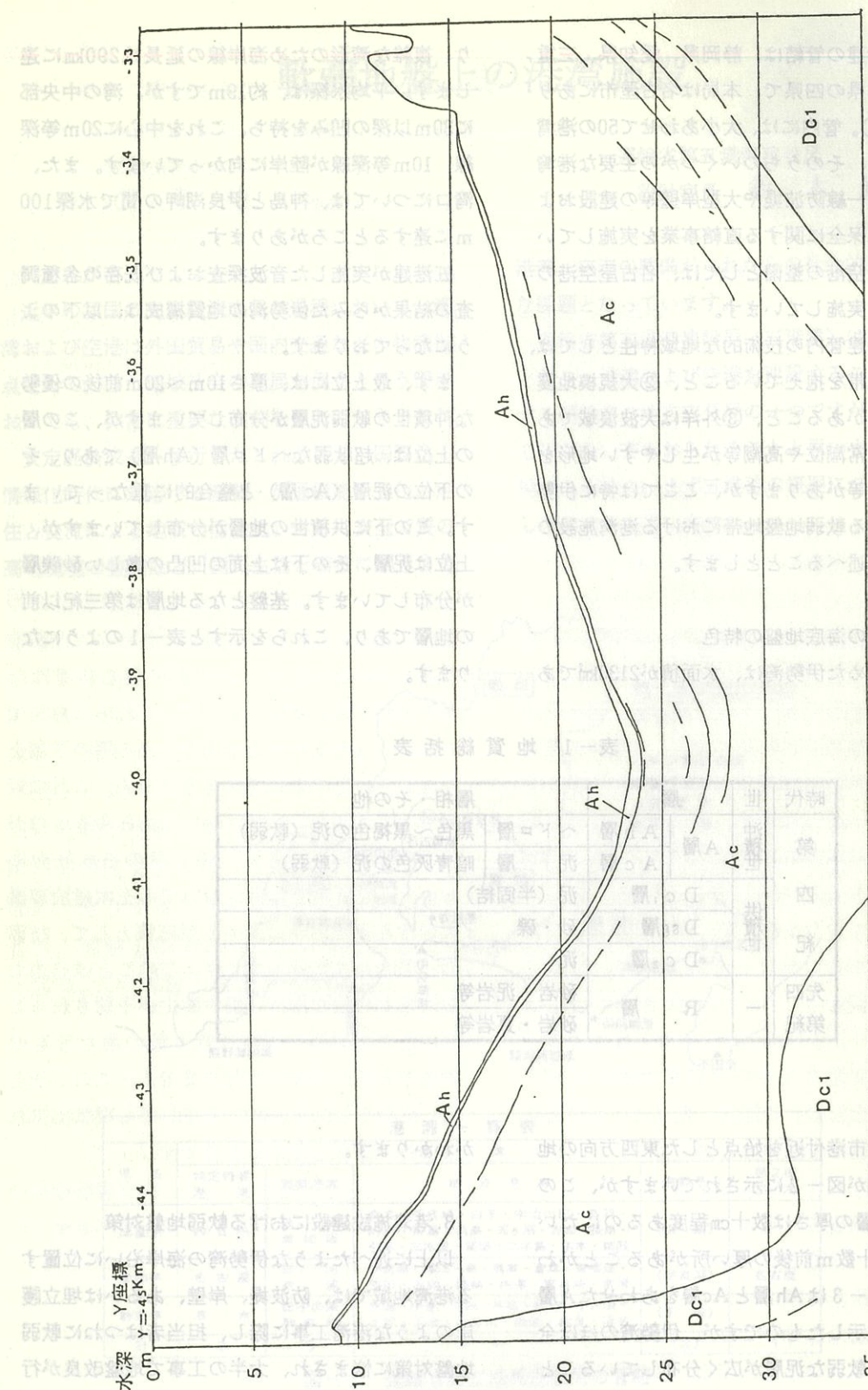
時代	世	層	層相・その他
第四紀	沖積世	A h 層	ヘドロ層 黒色～黒褐色の泥（軟弱）
		A c 層	泥 層 暗青灰色の泥（軟弱）
	洪積世	D c ₁ 層	泥（半固結）
		D s g 層	砂・礫
		D c ₂ 層	泥
先四第紀	—	R 層	砂岩・泥岩等
			砂岩・頁岩等

また、四日市港付近を始点とした東西方向の地質の縦断面図が図－２に示されていますが、この図から、Ah層の厚さは数十cm程度あるのにたいし、Ac層は十数m前後の厚い所があることがわかります。図－３はAh層とAc層をあわせたA層の層厚分布を示したのですが、伊勢湾のほぼ全域にわたって軟弱な泥層が広く分布していること

がわかります。

3. 港湾施設建設における軟弱地盤対策

以上に述べたような伊勢湾の海岸沿いに位置する港湾地域では、防波堤、岸壁、あるいは埋立護岸のような港湾工事に際し、担当者はつねに軟弱地盤対策に悩まされ、大半の工事で地盤改良が行



図一2 地質縦断面図

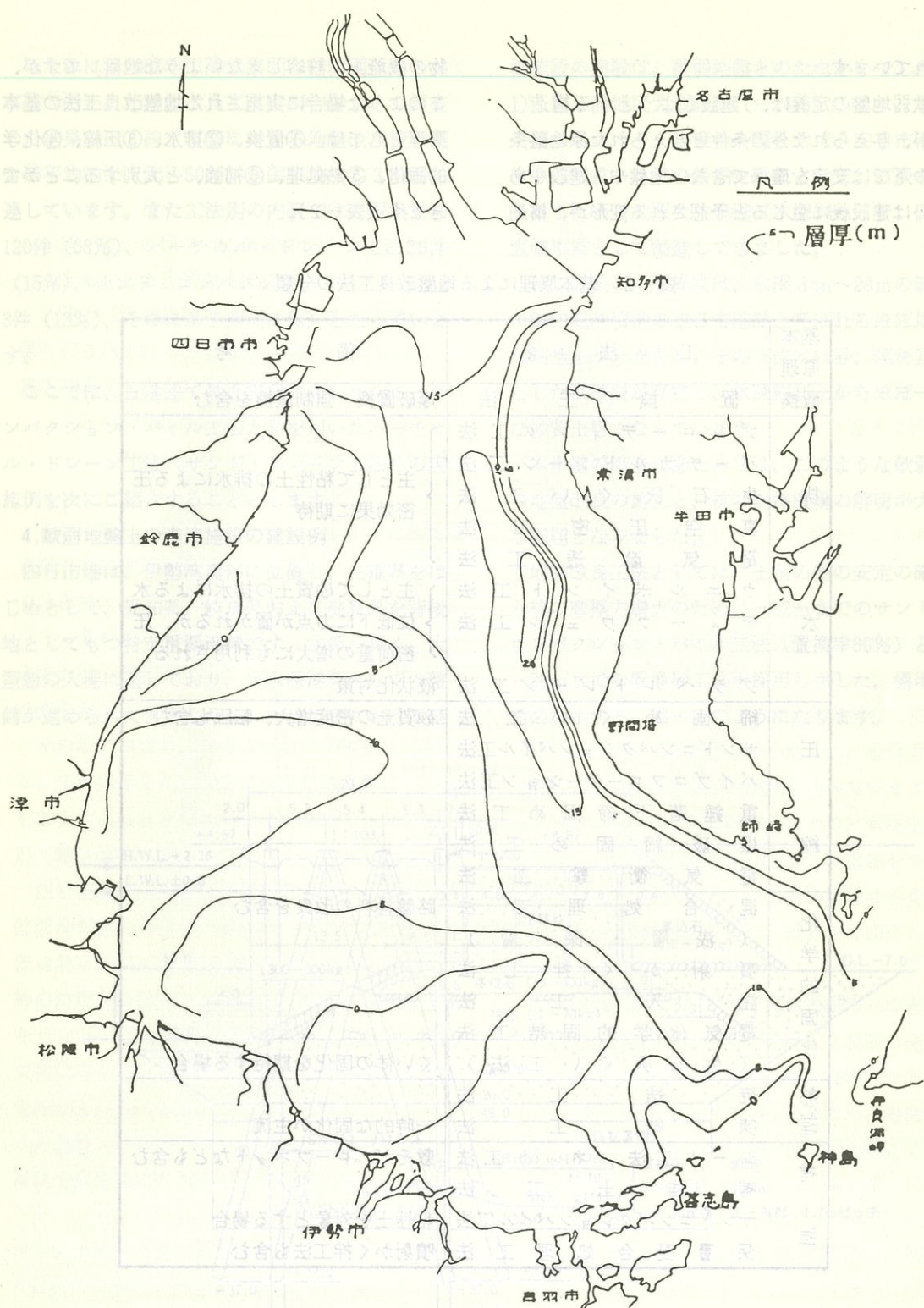


図-3 A層層厚分布図

われています。

軟弱地盤の定義は、「建設しようとする構造物が、与えられた外力条件と与えられた原地盤条件の下では安定を確保できない地盤や、建設中あるいは建設後に生じると予想される変形が、構造物の機能上、許容しえないような地盤」ですが、このような場合に実施される地盤改良工法の基本原理としては、①置換、②排水、③圧縮、④化学的固化、⑤熱処理、⑥補強、と大別することができます（表－2）。

表－2 基本原理による地盤改良工法の分類

基本原理	工 法 名	備 考
置換	置 換 工 法	爆破置換・強制置換を含む
排水	プレローディング工法 バーチカルドレーン工法 生石灰ぐい工法 真空圧密工法 電気渗透工法 ウニルポイント工法 ディープウェル工法 グラベルドレーン工法	主として粘性土の排水による圧密効果に期待 主として砂質土の排水による水位低下に力点が置かれるが、圧密荷重の増大にも利用される液状化対策
圧縮	締固めぐい工法 サンドコンパクションパイル工法 バイブロフローテーション工法 重錘落下締固め工法 爆破締固め工法 電気衝撃工法	砂質土の密度増大、転圧も含む
化学的固化	混合処理工法 （浅層・深層） 噴射かく拌工法 注入工法 電気化学的固結工法 （生石灰ぐい工法）	路盤材料の改良を含む くい体の固化を期待する場合
熱処理	焼 結 工 法 凍 結 工 法	一時的な固化が主流
補強	シート工法、ネット工法 補 強 土 工 法 サンドコンパクションパイル工法 深層混合処理工法	敷そだ、ロープネットなども含む 粘性土を対象とする場合 噴射かく拌工法も含む

ちなみに、1965年以降10年間に港湾関係の公共事業で行われた地盤改良工事176件について調査した結果では、総工事費に対する地盤改良費の割合が平均的に、20～50%、全国平均でも3割弱に達しています。また工法別の内訳では、置換工法120件（68%）、バーチカル・ドレーン工法26件（15%）、サンド・コンパクション・パイル工法23件（13%）、そのほか7件（4%）となっています。

ここでは、五港建で最近実績の多いサンド・コンパクション・パイル工法と砂を用いたバーチカル・ドレーン工法（サンド・ドレーン工法）の実施例を次にご紹介することとします。

4. 軟弱地盤上の港湾施設の建設例

四日市港は、伊勢湾奥部に位置し、三重県をはじめとして、愛知県、岐阜県および滋賀県を背後地としてもつ特定重要港湾です。水深が深く、大型船の入港に適しており、大水深港湾としての整備が進められてきましたが、四日市港における港

湾施設の建設は、軟弱地盤とのたたかいでした。

1) 霞ヶ浦地区大型岸壁（-14m）

国のエネルギー政策の一環として、四日市港では6万重量トン級の船舶を対象として、石炭を取り扱うための大型公共岸壁（水深14m）を、国の直轄事業として築造してきました。

施工区域の土層構成は、水深8m～28mの範囲に第四紀沖積世の四日市港層と呼ばれるほぼ均一な粘性土が分布をし、その下位には砂、礫を互層とした洪積層が存在し、水深約45mからほぼ一様な砂質土層となっています。

本岸壁の築造にあたっては、このような軟弱層の地盤改良の施工と、杭の支持機構の解明が大きな課題となりました。

地盤改良工法としては、土留め壁の安定の確保と杭の摩擦力増大のため、-32mまでのサンド・コンパクション・パイル工法（置換率80%）と、-20mまでの置換砂工法を採用しました。標準断面図を示すと、図-4のようになります。

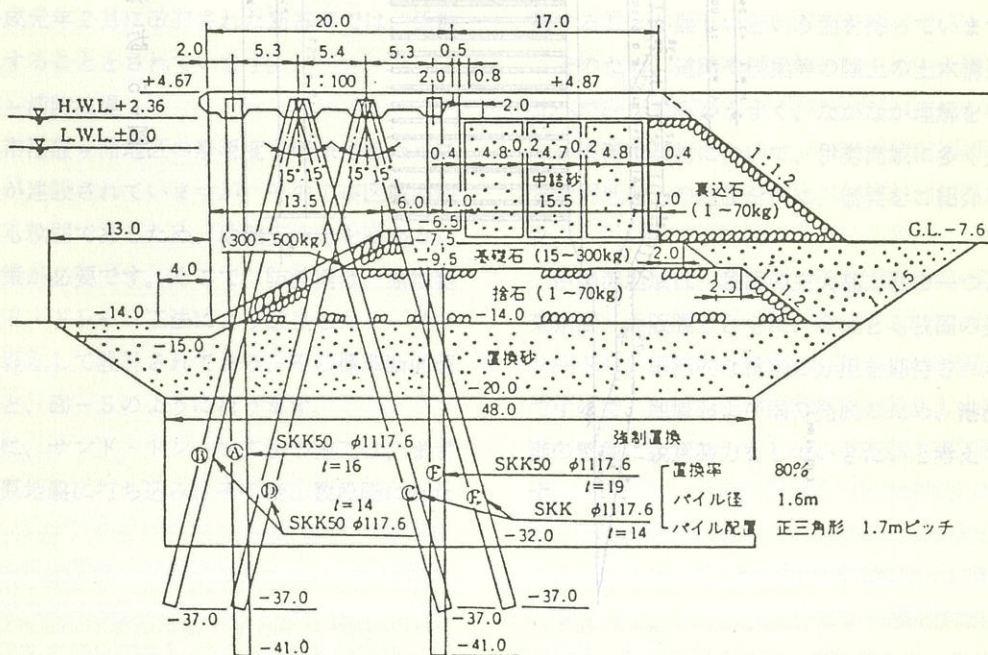


図-4 岸壁（-14m）の標準断面図

図-4 堤脚（14m）の標準断面図

（1）堤脚の標準断面図（14m）

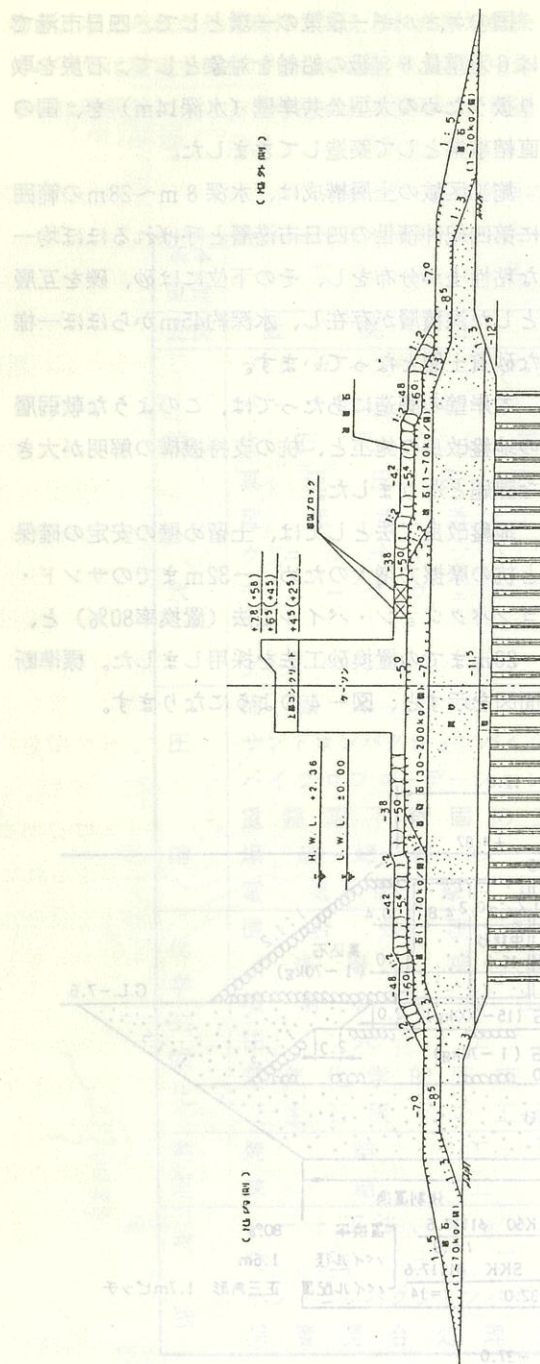
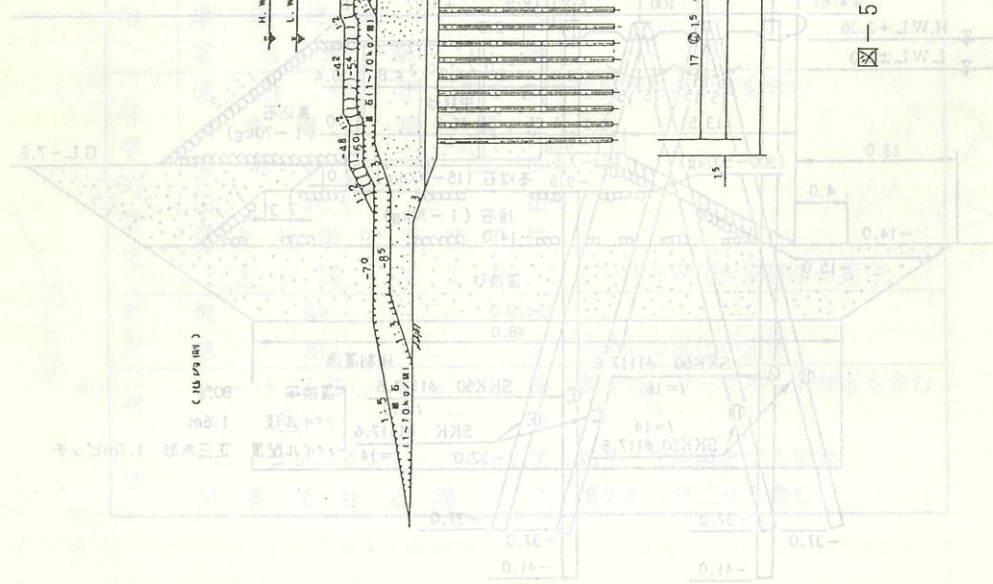


図-5 防波堤の標準断面図



一方、大口径の鋼管を用いた大水深-14mの公共岸壁は全国で初めてであったため、サンド・コンパクション・パイル層の強度変化、杭の支持力等について検討を加えながら施工をしています。

このうち、杭の支持力についての現地試験は、その後、杭の鉛直支持力算定公式の改訂の契機の一つともなった重要なものでした。

当時の「港湾施設の技術上の基準」では、砂地盤に打ち込まれた杭の極限先端支持力 $R(t)$ は、次式で計算することとされていました。

$$R=40 \cdot N \cdot A$$

ここで、 N ：杭先端地盤の N 値

A ：杭の先端面積(m^2)

これに対し、現地の杭を用いて鉛直載荷試験および引き抜き試験を実施したところ、 R の算定式の係数は、40よりも30に変えて、

$$R=30 \cdot N \cdot A$$

とすれば、試験結果を良く説明できることがわかりました。

その後実施されたその他の試験結果等も検討し、平成元年2月に改訂された新基準では、係数を30とすることとされています。

2) 霞ヶ浦防波堤

四日市港霞ヶ浦地区の静穏度を確保するために防波堤が建設されていますが、その工事区域の海底地盤も軟弱であるため、地盤支持力を高めるための対策が必要です。そこで、防波堤は、原地盤をサンド・ドレーン工法により改良したケーソン式混成堤として設計されており、その標準断面図を示すと、図-5のようになります。

一般に、サンド・ドレーン工法の施工は、まず砂杭を原地盤に打ち込み、その後、数段階にわた

る上部載荷によって地盤強度を増加させながら、防波堤を完成させます。この時、地盤の安定を確保するために、それぞれの載荷段階ごとに、地盤強度の増加や圧密沈下量の観測を実施しながら、施工を進めていく必要があります。

そこで、本防波堤の施工にあたっては、チェック・ボーリング、沈下観測およびマウンド形状調査を実施しています。現在までの観測によれば、沈下量の設計値と実測値は、マウンド築造時には差がやや大きいものの、ケーソン据付以降についてはほぼ一致すること、また、沈下速度は設計値よりも遅くなっていること等が判明しています。

現地観測は現在も継続されており、いずれ、その結果をまとめて報告したいと考えています。

5. あとがき

防波堤や岸壁等の港湾の施設は、一般の人の生活圏から離れた場所にあることが多いこと、また、これらの施設を目にする機会があったとしても、水中部分の占める割合が多いために、全体像を把握することが難しいという面を持っています。

そのため、道路や橋梁等の陸上の土木構造物に比べて、なじみがうすく、なかなか理解をされにくい港湾構造物について、伊勢湾域に多く見られる軟弱地盤上の施設を例に、概要をご紹介します。

伊勢湾地域は、我国の三大都市圏の一つとして、東京圏、大阪圏とともに、今後とも我国の発展をリードし、国際的な役割の分担を期待される地域です。地域および国の発展のため、港湾や空港の整備に鋭意努力をしていきたいと考えています。

長野自動車道四賀地区の地すべり対策 について

日本道路公団名古屋建設局

豊科工事事務所長 水 間 雅 昭

1. まえがき
長野自動車道は、中央自動車道の岡谷JCTから分岐し、上信越自動車道の更埴JCTに連結する。延長約76キロの高速自動車国道である。このうち起点の岡谷JCTから豊科IC間（延長約33キロ）については、既に開通しており、中信地区の観光、産業経済面で大きなインパクトとなっており順調な滑り出しを見せているところである。

豊科工事事務所は、同道の豊科ICから東筑摩郡麻績村地先の冠着山一本松峠直下までの延長27.2キロの建設を担当している。

管内の路線は、豊科以北の田園地帯及び一級河川犀川を経て、標高600m～1,000mの筑摩山地の山間をトンネル（4本延長約8.3キロ）、橋梁・高架17本延長約2.5キロ）及び切盛土工（延長約16.4キロ）により通過する山岳高速道路であり、糸魚川～静岡構造線（フォッサマグナ）の影響を受け、地形及び地質的にも非常に複雑な地帯である。

工事は、昭和61年11月に発注した犀川橋下部工の工事を皮切りとして、現在までに31件（土工6件、トンネル10件、橋梁高架15件）の工事を発注し、全線にわたり工事を展開している。このうち13件（土工2件、トンネル3件、橋梁高架8件）の先行工事が竣工しているが、発注工事の平均進捗率は、約6割という状況であり、工事の最盛期を迎えている。当地は、地すべり地帯での難工事及び厳しい冬期気象等の課題も予想されるが、第10次道路整備五ヶ年計画最終年度の平成5年春の開通イメージに基づき、橋梁上部工工事、舗装工事及び諸施設工事等を順次進めて行く予定である。

本報告は、日本道路公団名古屋建設局から、財団法人高速道路技術センターに委託された「長野自動車道明科～更埴間地すべり見当委員会」の報告を基に豊科工事事務所管内の検討内容について述べるものである。

2. 検討の経緯

計画路線の内、明科～更埴間は、糸魚川・静岡構造線（フォッサ・マグナ）の中央付近に位置しているため、過去多くの地すべり、土石流の発生した地域である。そのため高速道路の建設には各種の調査結果に基づく慎重な検討が望まれていた。日本道路公団名古屋建設局は財団法人高速道路技術センターに委託し、これら地すべり危険地における高速道路の建設および管理を安全かつ適切に行うことを検討するため関連分野の学識経験者・専門技術者からなる「中央自動車道長野線明科～更埴間地すべり検討委員会」を設置し、昭和59年度・60年度の2年間にわたり検討を行った。

その結果、委員会において、地すべり対策工の検討および基本方針の提案がなされ、その提案に基づき日本道路公団名古屋建設局は、道路構造の検討も含め道路設計を実施した。さらに平成元年度からは、平成4年度の供用にむけて工事が開始されることから工事実施に即した対策工および動態観測結果の解析など総合的な検討を行い、地すべり危険地における高速道路の建設を安全かつ経済的に実施することを目的に関連分野の学識経験者・専門技術者からなる「長野自動車道明科～更埴間地すべり検討委員会」を設置した。

検討内容としては、昭和59年度・60年度の2年間にわたり検討が行われた地すべり対策工の基本方針に基づき実施された地すべり対策工の確認と地すべり地区における動態観測施工の計器配置についての検討を行った。

3. 四賀地区の地形・地質概要

1) 地 形

本地区は松本市の北東約15km、東筑摩郡四賀村相沢～西の宮に位置する。周辺地形は標高600～800mの丘陵性山地が広く分布し、新第三紀末に準平原化作用を受け山頂標高がそろった光城山（標高911.7m）、長峰山（標高933.5m）などがある。

これ等の丘陵性山地を侵食した屑川右支の会田川は西流し、典型的な穿入蛇行をしている。会田川に流入する支溪は南北方向が卓越し、右支溪では急峻なV字谷を呈し、左支溪では河床勾配が緩く、谷底平地が発達している。

会田川左右岸では河岸段丘が発達し、標高700mの高位段丘、標高570～580mの中位段丘、標高540～550mの低位段丘とに区別される。右岸での高位段丘はほとんど消失して不明瞭である。会田川右岸の丘陵性山地中腹には緩斜面が発達し堂平地すべりを始めとする地すべり地形が認められる。この緩斜面が消失した山麓部では崖錐性緩斜面が発達し、その中に中位段丘面が埋没している。

2) 地 質

本地区は日本列島を東西に分断する糸魚川・静岡構造線（フォッサ・マグナ）の中央部に位置する。このフォッサ・マグナ形成時に松本盆地・諏訪湖・日本アルプス等ができた。その活動時期は中生代末期から第四紀完新世まで続き、活動の最盛期は新第三紀中新世から第四紀初期であり、この頃に現在の地形・地質の骨格が形成された。

本地区の基盤岩は新第三紀中新世の別所累層や青木累層の砂岩・泥岩から構成され、フォッサ・マグナに伴う褶曲や断層運動によりいくつかの褶曲軸や断層が存在し、片理面の発達、破碎・亀裂による岩盤劣化が深部までおよび、地すべりや斜面崩壊の素因となっている。

本地区に分布する地質構成を表-1、地質概念図を図-1に示す。

4. 四賀地区の地すべりの特色

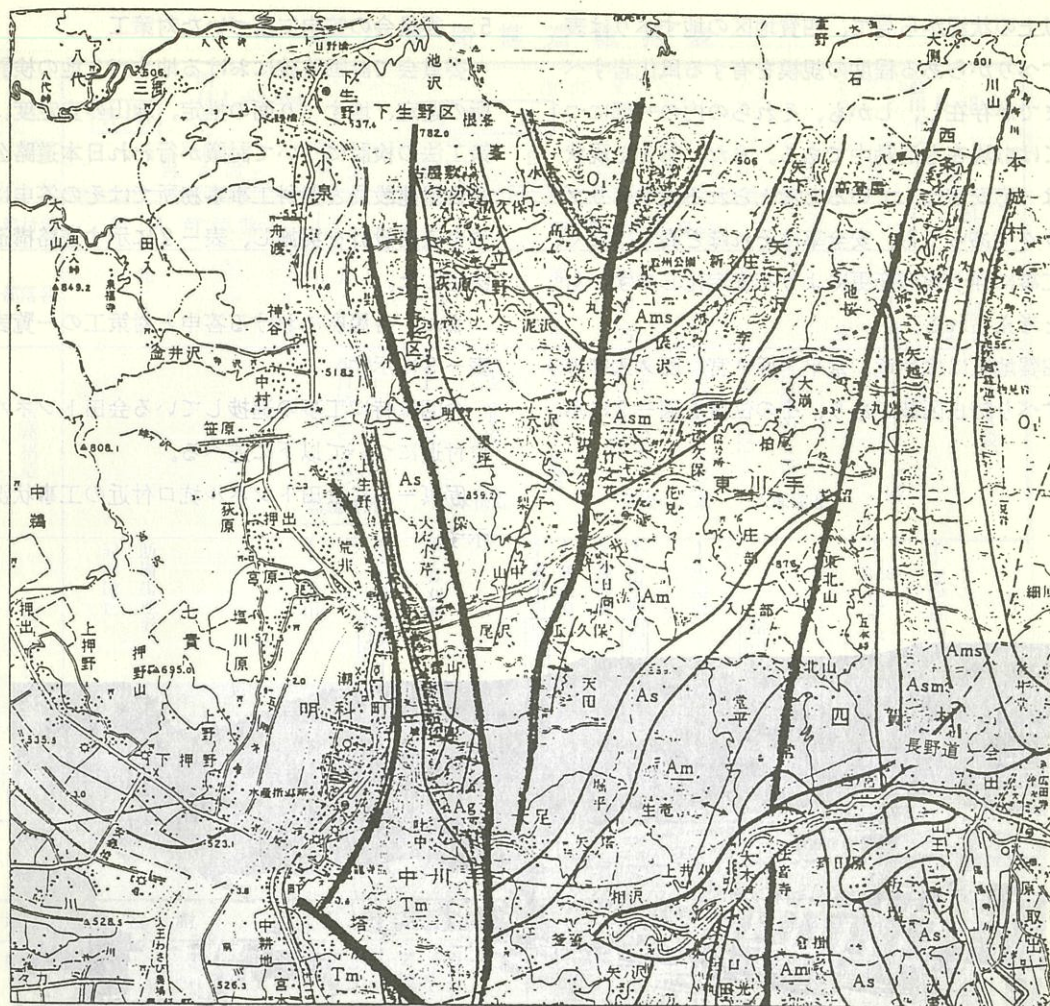
四賀地区の地すべりの主な特徴は次のとおりである。

- ① 地すべりタイプは泥岩を起源とした崩積土すべりと、泥岩の風化部における風化岩すべりが主体である。崩積土すべりは表層すべりなど小規模のものが多く、風化岩すべりには、やや規模が大きく、断層破碎帯や流れ盤など地質構造に影響されたものがある。
- ② 地形的に見ても、数多くの地すべり地形が見られる。多くのものは表層すべりや崩壊型のものである。これらは頭部滑落崖や段差、亀裂、植生の異常など比較的地すべりの特徴が明瞭である。一方、風化岩すべりタイプのものは、それほど地形的にははっきりせず、特に尾根型すべりについては、侵食によるものとの区別が難しい。
- ③ 地すべりの活動は、降雨や地下水と密接な関係が見られ、春から夏にかけての多雨期に活動が活発である。それにひきかえ、乾燥期にあたる冬期ではあまり動きはみられない。
- ④ これらの地すべりは、現在は一応安定を保っているものであっても、人為的な土工により、容易にそのバランスが崩れる可能性がある。例えば、相沢の人家裏斜面の末端切土に伴う崩壊や、国道143号改良工事による切土に伴う地すべり発生（連続した3箇所の切土部）などがあげられる。

表-1 地 質 構 成 表

時 代	地 層 名	地 質 名	記号	記 事
第 四 紀 完 新 世 更 新 世 紀 世 新 中 新 三 世 紀	沖 積 層	崖 錐 性 堆 積 物 (崩 積 土)	D t	山腹斜面・山麓・沢部に分布 礫混り砂混り粘土
		沖 積 層	A l	会田川の河床・溪岩に分布 砂礫・砂質土
	洪 積 層	低 位 段 丘 堆 積 物	T d1	会田川の左右岸沿いに分布 砂礫・砂質土
		中 位 段 丘 堆 積 物	T d2	同 上
		高 位 段 丘 堆 積 物	T d3	山腹・山頂部の緩斜面に分布。消失 激しいローム質礫混り土でクサリ礫 多い。
	青木累層	玢 岩	P o	STA414より東側に分布し、泥 岩中に貫入する。層厚5m前後
		泥 岩	A m	砂質泥岩を主体とし、四賀地区全域 に分布する。
		泥 岩 優 勢 砂岩・泥岩互層	A s m	砂岩(層厚1m以下)を不規則に挟 む四賀地区全域に分布。
		泥 岩 優 勢 砂岩・泥岩互層	A m s	砂岩が厚くかつ多い。四賀地区では 落水地区に多い。
		砂 岩	A s	四賀地区全域に分布し、層厚5~30 m耐風化性を有し、塊状を呈す。
	別所累層	黒 色 泥 岩	T m	明科町光地区に分布。泥岩優勢の砂 岩との互層。層理面の発達良好。

「中央自動車道長野線明科～更埴間地すべり検討委員会報告書」より引用



(齊藤前信州大学教育学部助教授作成)

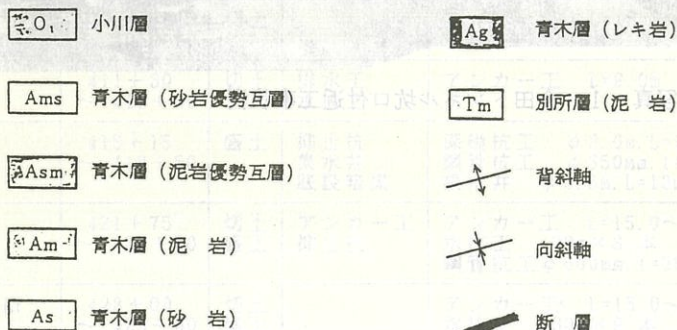


図-1 地質概念図

以上の状況から見て、四賀地区の地すべりは表層すべりからある程度の規模を有する風化岩すべりまでが存在し、しかも、それらの内の一部については、現在も活動中である。また、たとえ現状では一応安定化していると考えられる地すべりブロックであっても、安全率はそれほど高くはなく、土工事に伴う地形変更により不安定化しやすいものと考えられる。

四賀地区には生竜、堂平、西ノ宮、西ノ入等の地すべり防止区域があり、その位置を図-2に示す。

5. 委員会の答申に基づいた対策工

委員会で計画路線における地すべり地の検討箇所を選定、地すべり面の推定、地山の安定度、対策工法の検討について討議が行われ日本道路公団名古屋建設局と豊科工事事務所ではその答申に基づき道路設計を実施し、表-2に示す道路構造を決定した。

また、各箇所における答申と対策工の一覧表を表-3に示す。

今回は特に工事の進捗している会田トンネル坑口付近について以下に述べる。

写真-1に会田トンネル坑口付近の工事状況を示す。

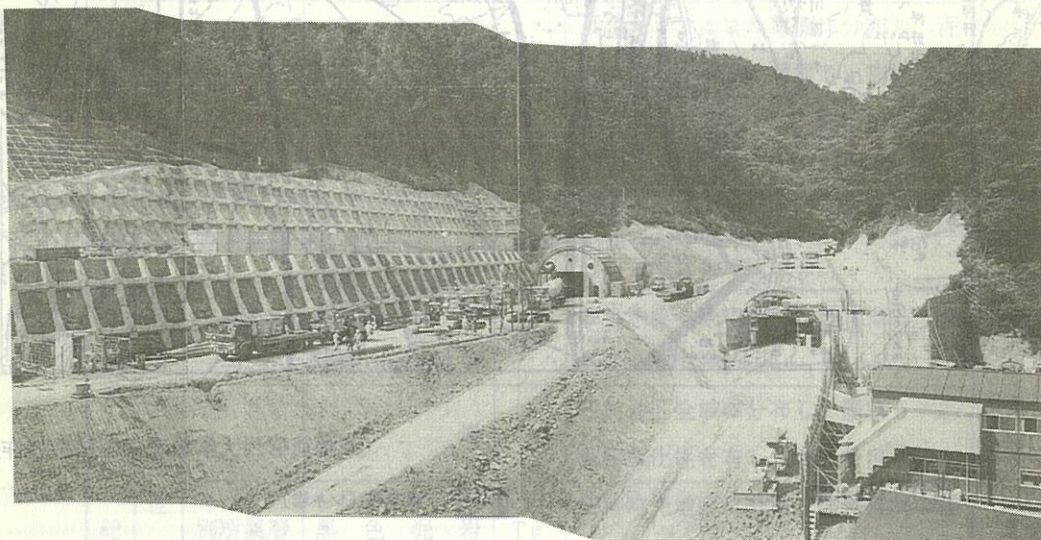


写真-1 会田トンネル坑口付近工事状況

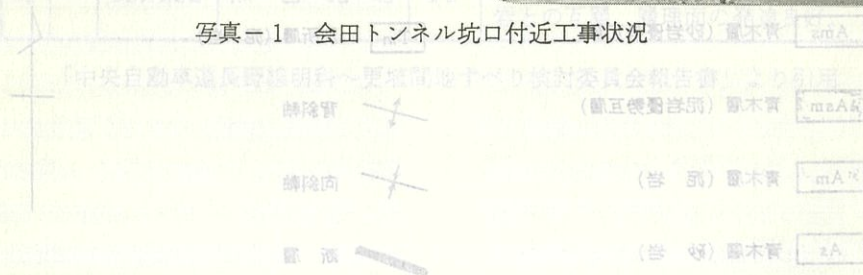


図 念 海 質 地 I-図

表-2 道路構造総括表

区 域	明 科 明科トンネル L=2.5km		四 賀 県道 394 400 410 415 420					会田トンネル L=3.6km 430 435 465 白坂第	
町村名	明 科 町 (3.2km)		四 賀 村 (5.6km)					県道	
部落名	光・北村		井 刈	大 木 戸	落 水	西 の 宮	宮 本	会 井 堂	乱 小 橋 上
道路構造			腹付盛土(3段) 片切(7段)片盛	切土(8段)	切土(3~9段)	盛土(1段) 切土(6段)	腹付盛土(4段) 切土(7段)	切土(4段) 土(沢)	切土(3段)
地形的特色	河岸段丘 断層地形		丘陵性山地 生範地すべり	丘陵性山地	崖性緩斜面	西の宮地すべり	西の入り地すべり	S58. 地すべり発生	虚空蔵山 (1439m)
地層名	沖積~洪積層		青木層		七断 沢層	青木層			

表-3 対策工箇所一覧表

No.	地 区 名	測 点	形式	委員会答申	対 策 工	備考
1	相沢-1	394+30 ~ 395+00	切土 盛土	アンカー工 集水井杭 底設暗渠	アンカー工 L=9.5~14.0m 4段 77本 水抜工 15m×5本 鋼管杭工 φ350mm, t=25mm, L=13m×21本 集水井 φ3.5m, L=20m, L=300m(水抜工)	
2	井刈	396+30 ~ 397+00	切土	排水工 水抜工	アンカー工 L=12.5~28.0m 6段 138本 水抜工 30m×7本	
3	大木戸	403+70 ~ 405+20	切土		アンカー工 L=18.5~40.5m 8段 349本 水抜工 30m×5本、40m×9本	
4	落水	411+30 ~ 413+00	切土	排水工 水抜工	アンカー工 L=9.0m 4段 289本	
5	西の宮	418+15 ~ 418+50	盛土	抑止杭 集水井 底設暗渠	深礎杭工 φ3.0m, L=11.0~16.0m, 9本 鋼管杭工 φ350mm, t=27mm, L=9m×44本 集水井 φ3.5m, L=13m, L=414m(水抜工)	
6	西の入	421+75 ~ 422+60	切土 盛土	アンカー工 抑止杭	アンカー工 L=15.0~18.0m 7段 304本 水抜工 30m×8本 鋼管杭工 φ600mm, t=39mm, L=155.2m(33本)	
7	西の入沢口	423+00 ~ 423+60	切土 盛土		アンカー工 L=15.0~20.5m 7段 175本 水抜工 30m×9本 集水井 φ3.5m, L=21.5, 15.5m, L=1415m (水抜工)	
8	会田トンネル坑口	428+10 ~ 428+60	切土		深礎杭工 L=15.0~21.0m 14本 アンカー工 L=14.0~25.5m 5段 217本 水抜工 30m×12本	

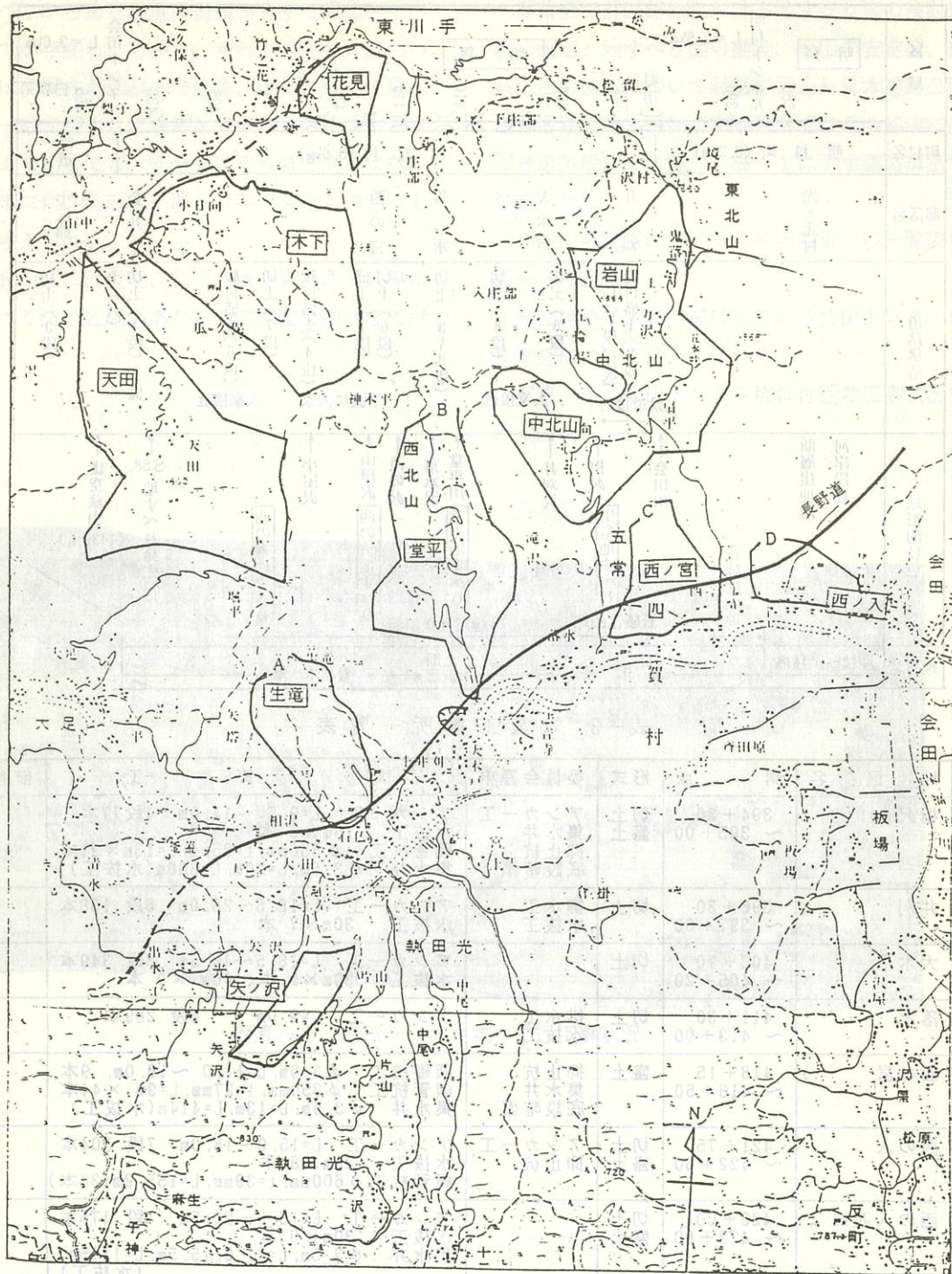


図-2 地すべり指定地の分布 (四賀)

No.	8	地 区 名	会田トンネル坑口	測 点	428+10～428+60
道路構造	切 土	危険度ランク	特 A		

1) 地形・地質

会田トンネル西坑口にあたり、斜面末端が切土区間として計画されている。

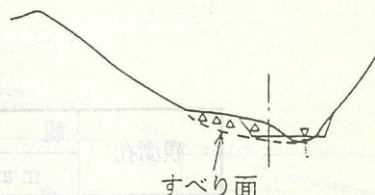
西の入地区から、この会田トンネル坑口部に至る区間では、地すべりや崩壊地形が発達しており、現在もなお、不安定な箇所と考えられる。

背後の斜面は標高770m程度であり、川との比高差は約100mである。斜面全体の勾配は約27°でやや急ではあるが、末端部の標高700m付近に明瞭な緩斜面が形成されている。この緩斜面は、外観上段丘にも見えるが、地質調査の結果で、地すべり地形である事が判明した。このほか、周辺部には旧滑落崖をもつ地すべり地形が数ブロック認められる。

基盤岩は青木層の泥岩、砂岩との互層である。新鮮部は固結度がかかなり高く、棒状コアを呈す。風化帯の厚さは、斜面中腹部では崩積土層を被っている事もあり、2～3mと薄いのが、斜面下方に向かって厚くなり、8m程度である。

地質構造はやや斜交した流れ盤であり、会田トンネル坑口側へ若干傾斜する。周辺部の踏査では、地層の走向傾斜に乱れが認められ、またボーリングコアの層理面の傾斜角も $\beta = 40^\circ \rightarrow 5 \sim 10^\circ$ へと変化しており、地質構造の複雑さが考えられる。

表層部は崩積土に被われているが、地すべりブロック内を除くと一般に薄く、厚さ2～3m程度である。地すべりブロック内では最大8m程度で



ある。崩積土は砂～砂質シルトからなり、他の地区のような、粘性土を主体にするものに比べて、粗粒であり、また含水比も低い。

地下水位は全体に低目であり、基盤の直上付近に存在する。

地下水検層ではGL-11.5～14.0m付近で、明瞭な流動層が認められている。地質的には強風化砂岩、泥岩互層に相当し、地下水の流動層を形成している可能性がある。

2) すべり面の決定

地形、地質状況より2つの地すべりブロックに区分できるが、更に表層の崩積土すべりと、深層の風化岩すべりが考えられる。

崩積土は礫混り砂質土からなり、一般の地すべり土塊に比べるとかなり粗粒である。しかし、N価は礫の多い部分を除くと $N = 10 \sim 20$ 回前後と軟質である為、崩積土下限のすべり面が考えられる。下表に示したようにすべり層厚は7～8m前後であり、層すべりを呈す。頭部には、いずれも明瞭な旧滑落崖をもつ。

ボーリングB₄-10孔のGL-15.00～16.00m区間では著しい礫混り粘土化帯が認められた。このゾーンではボーリング時に孔壁の押し出しが認め

られており、かつ地下水検層でも、直上に地下水の流動層が認められており、すべり面の可能性がきわめて高い。この風化岩すべり面は断面図に見られる如く、末端部が厚くなっている。

なお、地すべり地形からみると、0のすべりの方が不明瞭であり、かつ、斜面勾配が急であるの

で、B₄-10孔を投影して、やや浅目の深度をすべり面とした。

対策工断面図を図-3に示す。

3) 動態観測計画

動態観測計器の一覧表、配置図を表-4、図-4に示す。

地下水観測結果一覧表

観測孔	観 測 水 位		ボーリング時（最終）
	max	min	
B ₄ -10	8.69m	11.96m	11.30m
B ₄ -11	11.97	13.01	11.95
B ₄ -12	7.43	10.68	9.12

注) 地下水位は降雨に伴って変動が認められる。

すべり面の決定

す べ り 面	B ₄ -10	B ₄ -11	B ₄ -12
崩積土すべり面	GL-7.80m 崩積土の下限	GL-6.90m 崩積土の下限	GL-6.90m 崩積土の下限
深層の風化岩 すべり面	GL-16.00 m 風化岩内粘土化帯 ボーリング時に孔 壁が押出	GL-8.90m 強風化岩の下限	GL-8.90m 強風化岩の下限

6. 管理基準値

地すべり危険地における動態観測施工の管理基準値については、藤田他（1988）が“日本道路公団技術情報No.94”に報告しているものがある。この報告によれば、各計測器による地すべり変動の判定基準（表－5）や施工段階の管理基準値（表－6）が示されている。今後の工事においてもこの管理基準を参考としている。

対応区分の詳細については次のとおりである。

(1) 点検・要注意または観測強化

各計測器により変動値が計測された場合、地すべり性変動であるか計測器による測定誤差であるかを判断するために、計測器を現地で点検したり、観測間隔を短縮して早期に地すべり性変状を把握する。

観測強化とは観測間隔の短縮のみならず、場合によったら計測器を増設することを意味する。

(2) 対策の検討

点検・要注意または観測強化段階で地すべり

変動が認定されると、対策の検討段階に入る。

この段階では地すべり対策工（抑止工や抑制工）ばかりでなく、本格的な地すべり機構調査や応急対策を含むものである。この段階で地すべり対策工が完了するようにしたい。

(3) 警戒・応急対策

不幸にして対策の検討段階を越えてしまった場合には、押え盛土工や盛土の除去などの応急対策の処置が必要である。この段階では地すべり変動量を少なくする方向で応急処置がとられ、横ボーリング工による水抜工等の処置もとられる。

応急対策工で地すべり変動が小康化してから、本格的な恒久対策工を施工するものとする。

(4) 嚴重警戒・一時対比（工事中止）

地すべりが3次クリープに達し、崩壊余裕時間がないため、人命尊重の立場から一時退避する。

表－5 地すべり変動の判定基準（最小値）

計 測 機 器	定量的な判断基準	定性的な判断基準
伸 縮 計	0.5mm/日	① 観測値に経時的累積性がある。
地 中 伸 縮 計	0.5mm/日	② 複数の計測機器で同様な変動を示す。
光波測距機	固 定 式 5mm/回	③ 降雨・融雪量に運動した累積変動が見られる。
	移 動 式 10mm/回	④ 観測によりすべり面が確認される。
地 盤 傾 斜 計	10秒/7日	
パイプひずみ計	50～100μ/7日	
地 中 傾 斜 計	1mm/100/回	

〈表の説明〉

- 「0.5mm/日」とは「1日当りの変位速度が0.5mm」ということを意味する。地中伸縮計についても同じ。
- 「5mm/回」とは、「前回観測した時点から今回までの変位量が5mm」ということを意味する。観測の間隔（インターバル）はとくに定めていないが、おおむね年1～数回とする。移動式についても同じ。
- 「10秒/7日」とは「7日間の変位速度が10秒」ということを意味する。これは、少なくとも7日間は観測を継続してそ

の間の変位量が10秒であることであり、1日当りの変位速度が $10/7=1.43$ 秒ということではない。

パイプひずみ計についても同じ。

- 「1mm/10/回」とは「前回観測した時点から今回までの変位量が深度10m当り1mm」ということを意味する。
- 定量的な評価基準において変動ありと判定され、さらに定性的な評価基準の内、いくつかの現象が現れているものについては、地すべり変動と判定できる。

表-6 施工段階の管理基準値

計測区分と計測機器		対応区分 点検・要注意 または観測強化	対策の検討	警戒・応急対策	嚴重警戒・一時退避
伸縮計 地中伸縮計 光波測距儀	地表面 変位速度	5mm以上/10日	5～50mm/5日	10～100mm/1日	100mm以上/1日
挿入型地中傾斜計	すべり面付近 の変位速度	1mm以上/10日	5～50mm/5日	—	—
パイプひずみ計	累積値	100μ以上	1,000～5,000μ	—	—

〈表の説明〉

- 1) 「5mm以上/10日」とは「10日間の変位速度が5mm以上」ということを意味する。これは、少なくとも10日間は観測を継続して、その間の変位量が5mm以上であるということであり、1日当りの変位速度が $5/10 = 0.5\text{mm}$ 以上ということではない。他も同様である。

- 2) 挿入型地中傾斜計およびパイプひずみ計については、「警戒・応急対策」以上の対応区分に対して管理基準値を設定していない。それは、変位量が大きくなって測定範囲を超えたり、観測値の信頼性が低下することが予想されるからである。

7. おわりに

豊科工事事務所管内のうち、工事の進んでいる会田トンネル坑口地区の地すべり対策工事を主体に報告した。長野自動車道においては、この他にも長野工事事務所管内においても検討が進められ、工事も進行中である。地すべり対策は、工事の上からも、動態観測を継続しながらの作業であり、今後、無事故、無災害を目標に進めて行きたい。

これまで御指導いただいた、長野自動車道明科～更埴間地すべり検討委員会の委員、幹事の皆様に感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 長野自動車道明科～更埴間地すべり検討報告書（財）高速道路技術センター 昭和61年2月
- 2) 長野自動車道明科～更埴間地すべり検討報告書（財）高速道路技術センター 平成2年3月

汚泥焼却灰を添加した掘削残土の 再利用について

名古屋市下水道局建設部計画課

技術開発係長 鎌 田 修

同上技師 長 野 健 示

1. はじめに

本市では、汚泥焼却灰の処分地の確保難から、処分量の減量化対策が緊急課題となっており、その方策として汚泥焼却灰の建設資材化を進めている。他方、下水道管埋設工事に伴って発生する掘削土のほとんどが建設廃棄物として投棄処分され、埋戻しには山砂等の購入土が使われている。

こうした背景の中、有効利用の方策の一つとして石灰系焼却灰を土質改良添加材として掘削残土に添加混合し、埋戻し材として再利用するための調査を昭和62年度から行い、基礎調査、実用化に向けての技術的な調査を完了し、現在実施に向けて検討を行っている。

2. 本市の現状

(1) 掘削残土の処分状況

本市における土木・建築工事によって発生する残土の総発生量は昭和63年度において約110万 m^3 となっている。総発生量のうち再利用されたものは約17万 m^3 、再利用率は約15%となっており、残りは不用廃棄物として最終処分されている。一方、当局における残土の発生量は約23万 m^3 、うち再利用されたものは約0.3万 m^3 、再利用率は約1%となっており、ほとんど再利用されていないのが現状である。

(2) 下水汚泥の処分状況

本市において下水処理の際発生する汚泥は、全量焼却処分され、焼却灰として処分されている。昭和63年度の焼却灰の総発生量は約24,400 t 、有効利用量は約3,600 t となっており、残

りは埋立て処分されている。有効利用の方法として、高分子系焼却灰については建設資材化に取り組む、当該焼却灰を原料とした陶管、透水性ブロック、汚泥タイルが実用化されている。石灰系焼却灰については特殊肥料として有効利用されているが、今後需要が大きく見込める建設資材化に着目し、当該焼却灰の掘削土改良用添加材としての利用について調査した。なお、改良土の品質としてはすでに添加材として生石灰を利用した改良土を実用化している東邦ガス㈱の改良土センターの基準を目途に実施した。

3. 調査の経緯

昭和62年度より行った室内試験及び処理場構内における現場試験の結果をまとめると以下の通りである。

- ① 当局で発生する焼却灰は、乾灰の状態十分に土質改良添加材として再利用できる。
- ② 焼却灰の主成分となっている酸化カルシウム (CaO) の含有量は季節的に変動が見られるものの、土との反応性においては、一般の石灰中の CaO ほど鋭敏でないため、改良効果の特性及び強度発現に顕著な差は現われない。
- ③ 対象土(残土)の含水比が、土質改良に必要な焼却灰添加量を決定する指標となることがわかり、必要添加量決定曲線を作成した。また改良後の強度をある程度コントロールできることも可能である。
- ④ 生石灰は焼却灰の助材として適した添加材といえ、生石灰の混合割合を増すことによ

て、その改良特性の効果度合も増すことがわかった。また、混合添加材を用いた場合においても、含水比と添加量の間には密接な関係があり、生石灰の混合比を増加させることによって、所要強度に対する全体の添加量を減らすことが可能である。従って、焼却灰の供給量に応じた掘削土の再利用システムが可能である。

⑤ 柴田処理場構内において行った現場試験施工の1年間にわたる追跡調査の結果によって、焼却灰改良土の供用性及び耐久性は山砂以上であり、生石灰改良土と比べても遜色のない結果が得られた。また、焼却灰改良土の経時による強度増加は施工時の2倍程度まで上昇するが、ほぼ目標強度にとどまっており、再掘削性などの問題もない。

⑥ 焼却灰改良土の貯蔵性能は、実用レベルにおいては変化が少なく問題はない。しかし、

1年間の野積状態で強度は1/3程度まで低下しており、長期的には材料の変化度合が大きい。

上記のように、当局で発生する焼却灰は、運用面で一部課題を残しているものの、技術的には土質改良用添加材として十分利用できることがわかった。以下に、この結果を用いて行った実用化に向けての試験施工の調査内容を述べる。

4. 実用化のための試験施工

(1) 市道での試験施工

現場での石灰系焼却灰の改良効果を検討するため、中川区一色新町二丁目地内(図-1)の下水管渠布設工事において試験施工を実施した。試験施工では、図2に示すように焼却灰改良土工区、山砂工区と生石灰改良土工区を設けた。

試験内容としては、各工区における路床、路

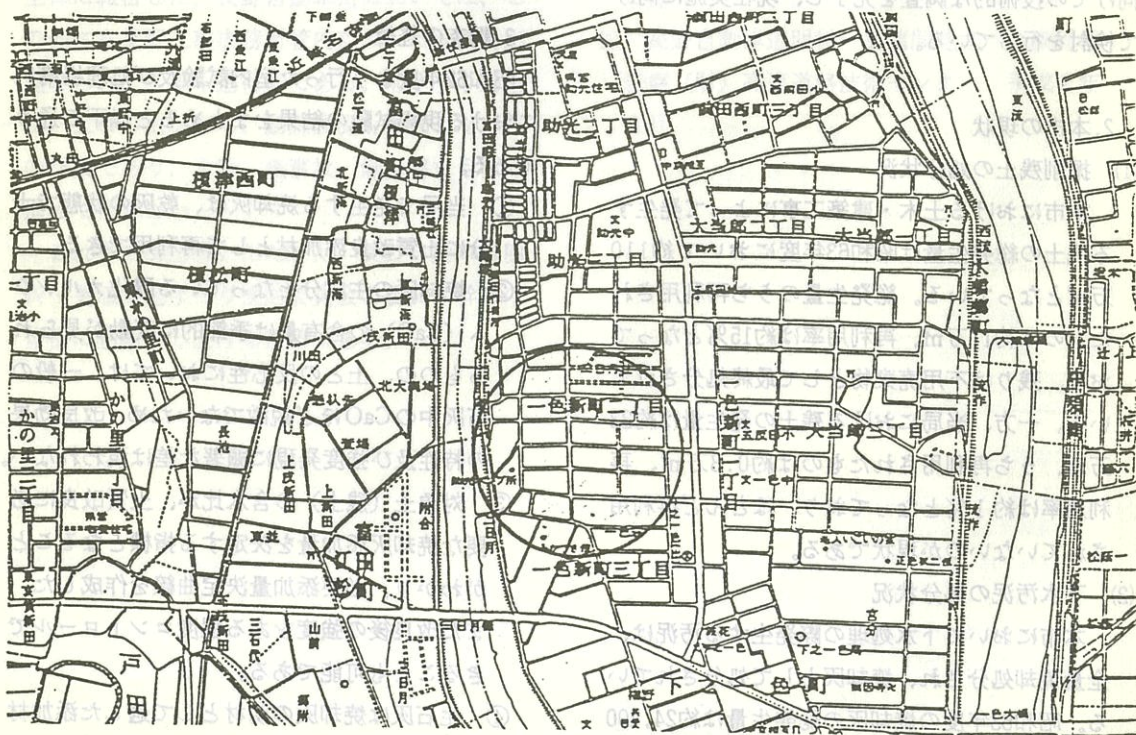


図-1 調査箇所位置図

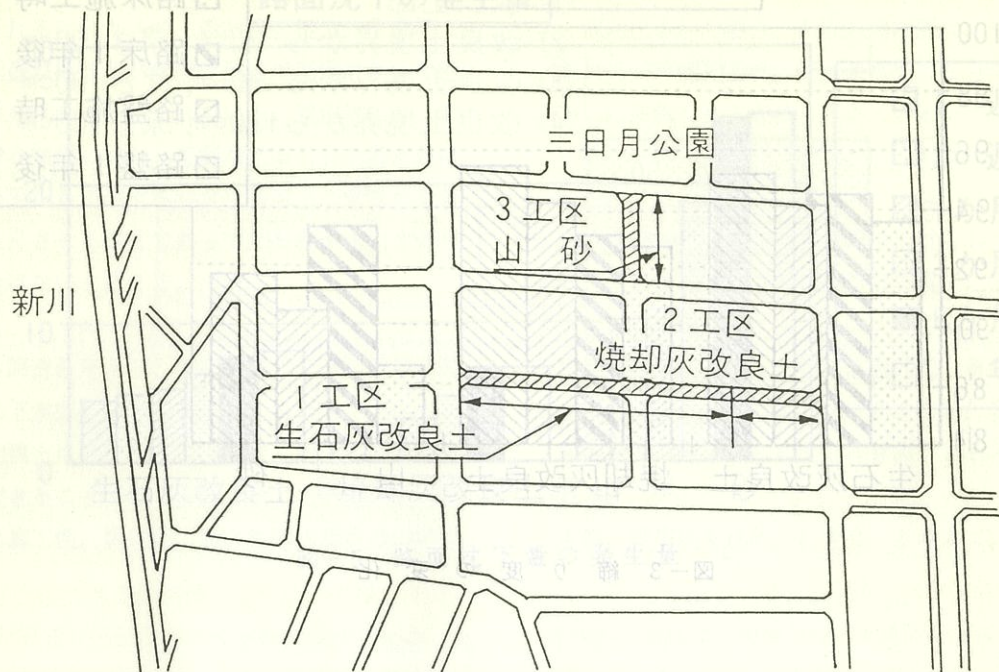


図-2 工区割り図（中川区一色新町二丁目）

盤、路面の強度試験、沈下量測定等を施行時及び1年後に行った。

施工時および経時1年後の路床・路盤の試験結果を図3～4に、路面・路床の沈下量の測定結果を図5～6に示す。

これらの図より明らかなように焼却灰改良土は山砂よりも締まりやすく、現行の施工方法で十分埋戻し材として利用できると考えられる。またその締固め度は、改良土特有のオーバーコンパクション現象（過剰転圧による強度低下）の危険性を考慮すると、強度増加の面でも適した状態であり、締固め不足がその強度に直接影響する山砂より、優位な施工性を有していると言える。そして、初期強度は山砂及び生石灰改良土と同等であり、経時による強度増加のメカニズムは、山砂が圧縮等（沈下）の密度上昇によって土粒子相互の摩擦抵抗力を高めるのに対

して、焼却灰改良土は経時による密度上昇や沈下量が小さいことから、生石灰改良土と同様に含有石灰による化学的な結合力によって強度を増していることがわかった。従って、山砂の場合は圧縮沈下が長時間（6ヶ月以上）漸進し、発生量も大きくなるが、焼却灰改良土の場合は1～2ヶ月までに支持力が増して安定化し、沈下の発生を抑止するものと考えられる。

(2) 植物への影響調査

汚泥焼却灰が植物に及ぼす影響調査として、焼却灰改良土を柴田処理場構内の植樹帯の一部に埋戻し、図7に示す位置で土壌を採取し、PH値を測定した。その結果を図8に示す。図8より、どの位置の土もPH値はほとんど変化のない状態で推移し、この点においては焼却灰改良土が隣接土壌に及ぼす影響はまったくないと考えられる。

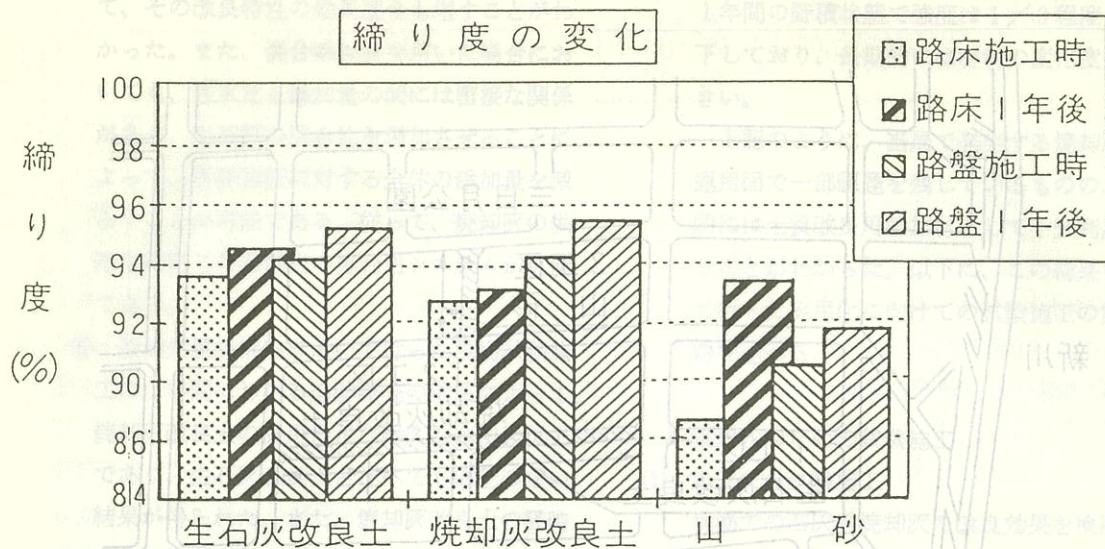


図-3 締り度の変化

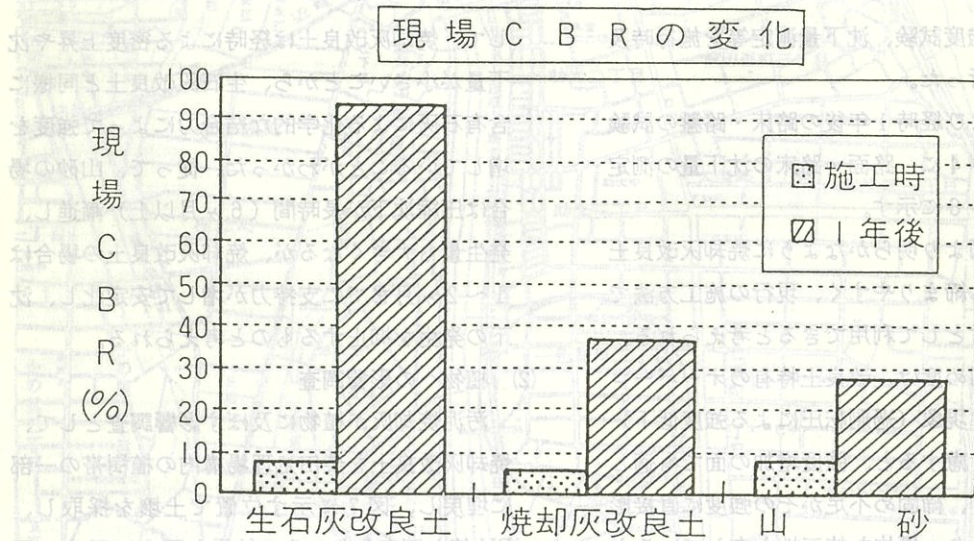


図-4 現場 C B R の変化

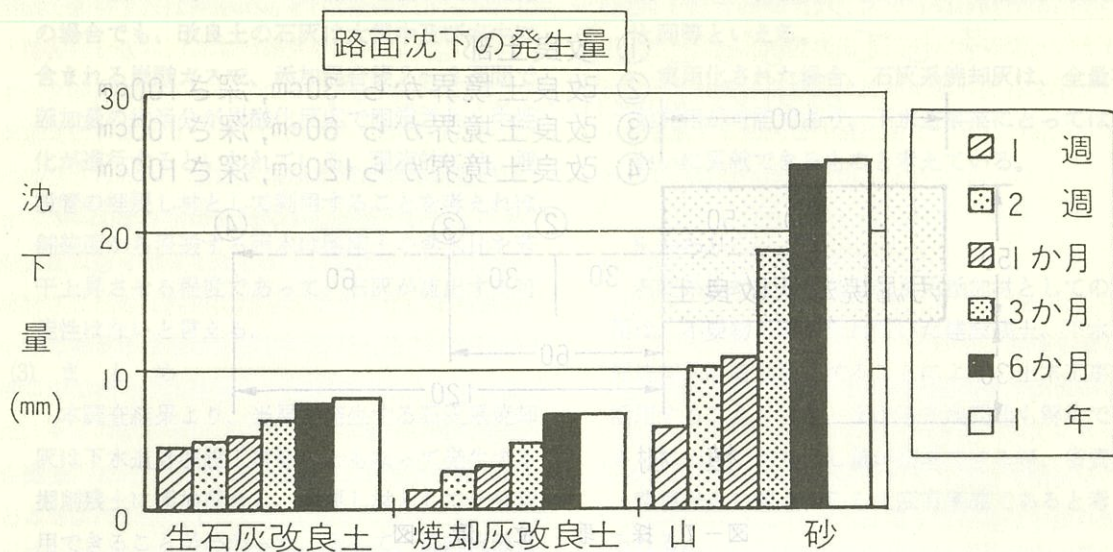


図-5 路面沈下量の発生量

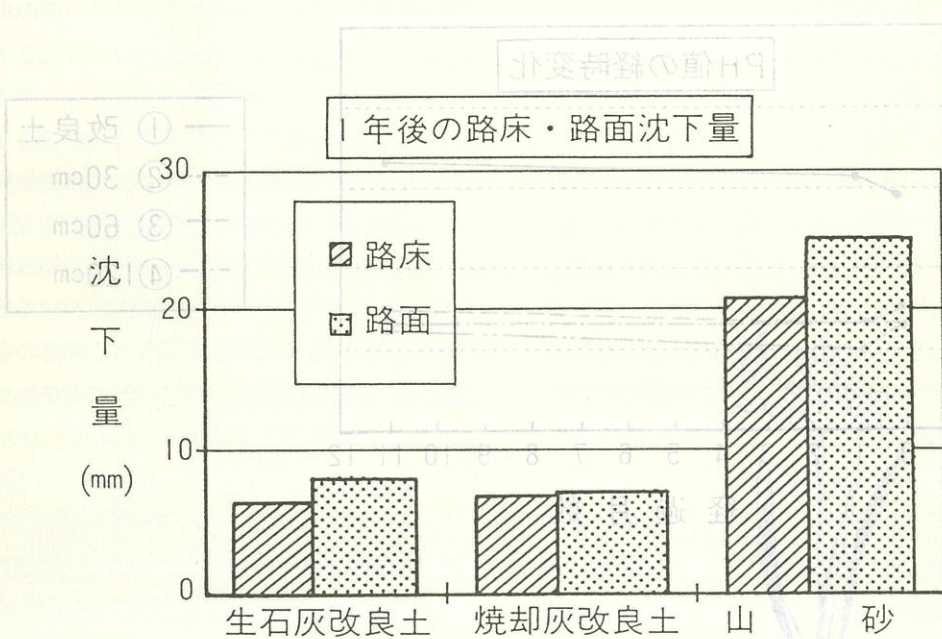


図-6 1年後の路床・路面沈下量

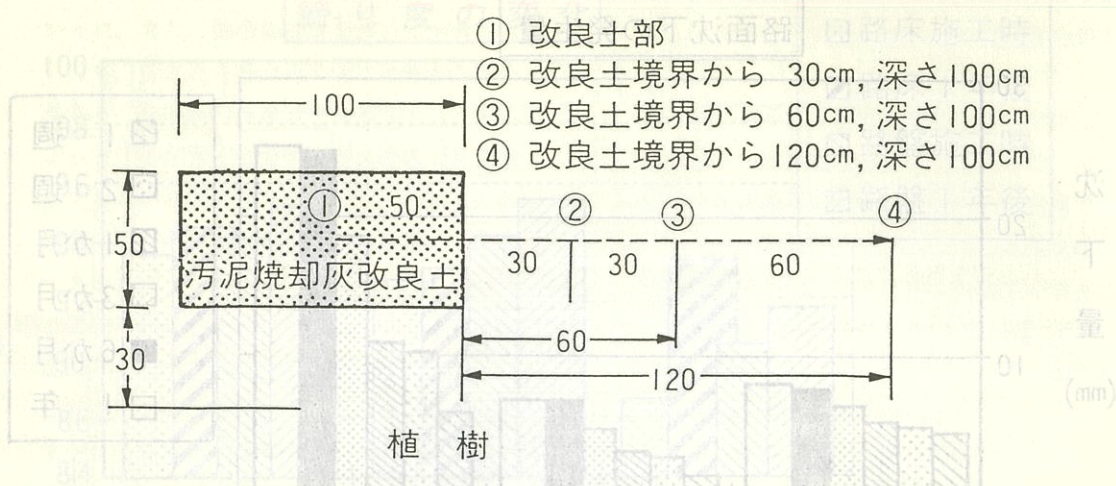
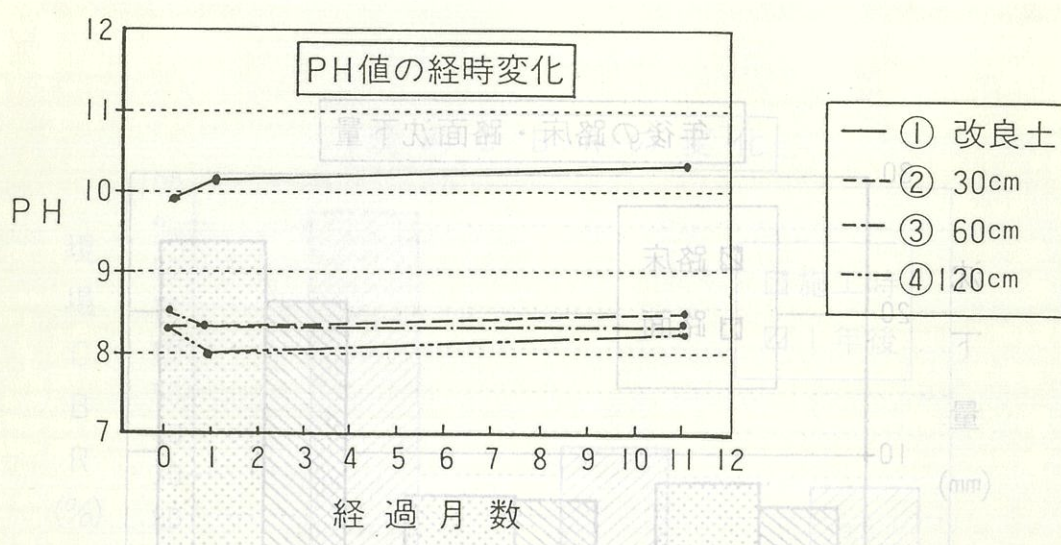


図-7 採取位置図



一般に、高アルカリを呈する生石灰改良土の場合でも、改良土の石灰は大気中及び水中に含まれる炭酸ガスで、添加混合後2～3週間で添加量の約半分が炭酸化反応で固定され、中性化が進行するといわれている。現実的には、埋設管の埋戻し材として利用することを考えれば、舗装面から浸透する雨水は路床土の含水比を若干上昇させる程度であって、石灰が流出する可能性はないと言える。

(3) ま と め

本調査結果より、当局で発生する石灰系焼却灰は下水道管埋設工事等にもなって発生する掘削残土に添加混合し、埋戻し材として十分利用できることがわかった。そして、焼却灰改良土は施工性、供用性、耐久性等は現行の山砂以

上であり、現在実用化されている生石灰改良土と同等といえる。

実用化された場合、石灰系焼却灰は、全量有効利用が可能であり、下水道事業にとってはおおいに貢献できるものと考えている。

5. おわりに

石灰系焼却灰の掘削土改良用添加材としての利用は、不要物と考えられていた建設残土、下水汚泥焼却灰を有効利用することにより、土木工事に活用することができ、また処分地問題も解決でき、さらに山砂の切り出し量が削減できる等、省資源・環境保全の観点からも大変有意義であると考えられる。

今後、実用化を進めて行きたいと考えている。



細かく見る，普通に見る，大きく見る そして，もっと大きく見る —最近の美濃帯の研究から—

名古屋大学理学部地球科学教室

水谷 伸治郎

1. まえがき

子供の時に読んだ本に、こんなことが書いてあった。人は、微生物（ばいきん）のような小さなものを直接、見ることはできない。どうしても顕微鏡の助けが要る。しかし、一方では、非常に大きなものも、また見ることはできない。大き過ぎるからである。この世は、天も地も、月も星もすべてを含め、一体全体どのような形をしているであろうか。その形は、一般の人には分からない。でも、分かる人もいる。本当は、全体が巨大な蓮の花の形をしているのである……というのだ。私は子供心に、まずその論理に感心した。しかし、なぜ“蓮の花”なのか、それがどうしても分からなかった。考えて分かるものではない。それは、どうも科学の本ではなくて、仏教の本だったらしい。

私が子供の時に読んだその本の内容を、一寸違った形に言いかえれば、次のようになるであろう。すなわち、私達は何時も、自分の最も見やすい見方でものを見ていて、常に見えるものだけを見ている。また、それを基にしてものごとを考えている。見えないものは見ない。見ようともしない。そして、見えないものは無いと思っている。存在しないことにしてしまっている。無意識のうちに、そう思い込んでいる。特別な事件でもない限りそれは当然のことであり、日常生活ではごく常識的なことである。

しかしながら、自然界や人間社会は色々なレベルで構成されていて、ある特定の大きさのものだ

けを見ていると、つまり、自分が見えるものだけを見ていると、事実のごく一部しか分からないことが多い。

これから紹介しようとする中部地方の“美濃帯”と呼ばれている山岳地帯の地質についてのごく10年ほどの研究の話は、まさに、このものを見る時の大きさとその認識の話なのである。

2. 美濃帯の研究の歴史

愛知県・三重県の北部から、岐阜県一帯の山岳地帯は、まとめて美濃帯と呼ばれている地域である。ここを構成している岩石は、石灰岩、輝緑凝灰岩、チャート、礫岩、砂岩、頁岩などである。

美濃帯の地質は、すでに前世紀から研究されていた。1887年に出版された中部地方の地質を解説した報告書には、上記の岩石は大部分が堆積岩であり、それが堆積した地質時代は古生代であると記されている。すでにその頃から、石灰岩の中に古生代の化石、紡錘虫（フズリナ）が含まれていることは知られていた。

今世紀になって、紡錘虫の研究は、わが国で大変に盛んになった。大正末から昭和の初期にかけて、岐阜県赤坂や山口県秋吉台における石灰岩層とその中の紡錘虫の研究は、世界的な水準を誇っていた。小沢儀明（1899～1930、東京大学教授）は、1926年、その研究で日本学士院の恩賜賞をもらっている。その成果に刺激され、多くの研究者がわれもわれもと石灰岩にとびついた。紡錘虫が入っておれば、風化された石灰岩の表面を丹念に

肉眼で観察すれば、誰にもそれが分かった。

美濃帯を含み、日本列島全体にわたって、注目すべき地史の総括を行ったのは小林貞一（1900～、東京大学名誉教授）であった。その論文は1941年に公刊されたが、英文であったこと、戦争が始まっていて地質学の研究の中心が彼の研究とは別の方面にあったことなどから、実際にその内容が検討されたのは戦後になってであった。ともあれ、小林の論文によって、美濃帯に見られる岩石は一括して“秩父古生層”として知られるようになった。多くの参考書は、高等学校の地学の教科書を含めて、この5年くらい前までは、種々の変成岩とともに、この秩父古生層を日本列島の基盤岩類として挙げ、それら地層形成の場所を“秩父地相斜”として、地史を説明している。

ところで、美濃帯の問題として、この間まで謎として不思議がられていた一つの大化石があった。犬山のアンモナイトである。これは直径約15 cmほどの大きさの化石で、ある少年が山の中で拾ったものであった。1950年頃のことであった。このアンモナイトがどうも中生代、しかもジュラ紀のものらしいということが問題を余計に複雑にした。というのは、その化石は愛知県犬山市、木曾川沿いの“秩父古生層”の中から産出したからである。小林貞一は、自分の説ではうまく説明できないこの化石を、弟子であり、ジュラ紀の専門家である佐藤 正（1928～、筑波大学教授）に記載させた。その報告は1974年に出版された。しかし、問題は依然として、未解決のまま、いたずらに時が過ぎていった。

これまでここで述べてきた研究は、もっぱら肉眼で見えるものを対象とし、それに基づいて判断し、考え、推論を組み立てていくという筋道をたどっている。20世紀前半は、世界中どここの国においても同じようにこのような方法で、研究が進められた。露頭という「点」とルートという「線」を基本的なデータとして、肉眼で観察し、識別で

きることを集積していく。そして、最後に、その地域の三次元的地質構造と、それが時間というもうひとつの次元に沿って如何に移り変わってきたかを推定する知的な作業に移る。それが野外科学としての地球科学の基礎でもあった。

3. 微化石コノドントと放散虫

チャートの中にコノドントという0.5mmほどの小さな化石が含まれており、それを手掛かりにして地質時代が決められるという研究がわが国において、1970年代のはじめから進められるようになった。猪俣久義（1932～、筑波大学教授）はその代表的な研究者である。彼をはじめとするわが国の地質学者の古生物学者達は、“秩父古生層”のチャートについて、コノドントを手掛かりに次々と年代を決めていった。そして、チャートの大部分が中生代の三畳紀のものであることを明らかにした。これは当時の学会の話題をさらった。古生代、主として二畳紀の地層とされていた“秩父古生層”の一部が、それより上位の中生代、三畳紀の地層をも含むことになったからである。若者はこぞって、コノドントの研究に励んだ。

この頃から、研究は質的に変わっていった。つまり、それ迄は、野外研究の対象は肉眼で見えるサイズのものが中心であった。岩石にしても、化石にしても、鉱物にしても、そうであった。しかし、20年ほど前から、鉱物については、X線マイクロプローブが駆使されるようになり、また、化石については、走査型電子顕微鏡が使われるようになった。化石に関して言えば、いつの間にか、

微化石学（micropaleontology）という学問が独立し、市民権を主張するようになっていた。

微化石学では、取り扱う化石体の数は、一論文平均、数千個である。この数は、化石としてはかなり多い。対象があまりにも小さいから、取り扱いには、細心の注意を払わなければならない。肉眼では識別できないので、必ずと言っていいほど、

走査型電子顕微鏡を使う。その操作には、真空技術や電子線の知識が必要である。そして、集められ、鑑定された結果の整理には、何らかの形で計算機を使う。すなわち、データベースの構築である。情報科学の基礎知識と計算機の操作経験があるかないかは、直接、研究の効率や精度にかかわってくる。つまり、好事家やコレクトマニアの対象であった化石の研究は、何時の間にか、先端技術によって武装された近代科学に変身し、新たに見直されて再登場をみるにいたったのである。

こうして、私達は今まで見なかったものを見ることになる。見えなかったものも、ただ見えないという理由だけで、無視するわけにはいかなかった。1970年代の末から学会に華々しく新しい化石が登場する。それが放散虫である。放散虫化石はカンブリア紀から現世まで、死に絶えることなく、生き続けている微小動物である。殻の大きさは、0.1mmほどで、珪酸から出来ている。この放散虫化石が、美濃帯のあちらこちらで次々と見つかった。しかも、その数は、何千、何万、いや、何十万匹という数になる。そして、さらに多くの研究者を驚かせたのは、この放散虫化石が示すところによると、美濃帯の大部分がジュラ紀の時期に堆積したということであった。学界もこの新しい事実を驚いた。こういった新しい事実がみつかり、それに対して、研究者はいろいろな反応をする。ある人は、自分の考えに都合が悪いこともあって、放散虫化石なんかは時代の決定には役立たないと、新事実を一蹴した。ある人は、それまでの考えと新しい発見が示唆する事実とが余にも異なるので、ただ、戸惑うだけであった。新しい事実を見つけた別の人はその事実の重みに耐えかねて、ひたすらかくかくしかじかの化石が出たということ、ただ鵲巢返しに繰り返すだけであった。若い一部の人は、古い考えと新しい考えとを合わせて説明できるモデルを作り上げようと議論を重ねた。ごく一部の人は、これらの研

究結果に基づいて、さらに今後、何をすべきかを真剣に考えていた。いずれの人も、しかし、皆同じ様に30年前に犬山で発見されたアンモナイトの化石のことを思い出していたのである。あの頃、ジュラ紀の化石として知られていたのは、東海地方の美濃帯ではたったの1個体であった。しかし、今やこの地方で何万匹ものジュラ紀の放散虫化石が電子顕微鏡で調べられている。

肉眼だけで見、それに基づいて推定し考えていた“事実”は、こうして“見る”視点を変え、対象のサイズを変えることによって、事実は根底から変わってしまった。もし私達がすべての研究を、従来やっていたように、肉眼的観察だけによって行っていたならば、今でも新しい発見に到ることなく、ただ“秩父古生層”という概念にしがみついて、古典的な単調な作業を繰り返していたに違いない。

4. 礫 岩

礫が沢山集まって固まると礫岩になる。礫の大きさは、普通、礫径がcmオーダーから10cmオーダー、時にはmオーダーで測定される。礫を取り囲む周辺部、つまり礫自体よりも細かい部分は普通、基質（マトリックス）と呼ばれ、砂や泥の場合が多い。

礫と基質とは一目見て分かるので、私達は肉眼ですぐに、礫層とか、礫岩とかと言って識別し、記録する。礫と基質の関係において、礫の大きさが上記のようなサイズであれば問題はない。しかし、もし、礫径が2mを超えたらどうであろうか。多分、大きな礫があることにびっくりするであろう。しかし、10mを超えたらどうであろうか。家ほどもある岩塊を見て、どうしてこのようなものが動いてきたのか不思議に思うであろう。では、礫径が100mを超えたらどうであろうか。多分、それはもう露頭では、礫の一部として認識することは出来ないであろう。だから誰もそこに礫があ

るとは見ないであろう。

上の例は、あまり大きなものも私達には分からないことを示す好例であり、対象が大き過ぎるために起こる問題である。美濃帯の新しい課題は、実はここにあった。私達があちこちで散見する普通の露頭は、大きなものでも高さがたかだか20m位、長さが道路に沿って、たかだか50mくらいである。普通の露頭はこれよりも、ぐっと小さい。もし、ここに大きな岩体があり、さしわたし100mを超えているとすると、仮にその周辺部で基質に相当するところと接触していたとしても、残念ながら礫と基質との関係を正しく認識することは出来ないであろう。出来たとしてそれは、後から考えたことであって、露頭をハンマーで叩きながら気が付くことではない。

幸い私達には縮尺という智慧がある。点と線をつなぎながら、岩体の特徴や分布を図面に落とすと、問題の礫と基質との関係が分かってくる。色鉛筆で塗色しながら、礫に相当する岩体とそれを取り巻く岩相を区別していくと、自然にこれらの礫と基質の存在が地図の上に描き出されてくる。そして、その地図をみて驚くのであった。礫に相当する岩体の大きさが径数kmに及ぶとは、想像もしなかったからである。普通、それは大きな山体の一つであり、山として認識されていた。それが実は巨大な礫として、ジュラ紀の地層の中に入っている。礫に相当する山体には石灰岩があり、その中に紡錘虫が含まれている。その周囲の基質に相当する地層の中からはジュラ紀の放散虫化石が見出される。こうして、礫と基質との関係が明らかになって、大きな“蓮の花”も見えてきたのであった。

いろいろな岩石が様々な大きさや形をもって礫をつくっている、礫と礫との間を砂や泥が埋めている。全体としては大きな地層や岩体をつくっている……このような岩石を礫岩と私達は呼んできた。では、美濃帯の岩体のようなものを何と呼ん

だらよいであろうか。いわゆる「礫岩」では感じが出ない。しかし、概念はそれとよく似ている。ただ、規模がはるかに大きい。だからその出来方は礫岩とはまるで違うであろう。なんだか全体がごちゃごちゃと複雑に混ざっている。そのことだけは理解できる。いろいろなものを混ぜ合わせたものをフランス語でメランジュ (melange) というので、ごちゃごちゃと混ざり合ったものという点に注目して、いつしかこういった岩体全体をメランジュと呼ぶようになった。

5. もっと大きく見てみると

肉眼で観察される事実を中心にして組み立てられてきた日本列島の地史に、新しく電子顕微鏡を使った情報、つまり微古生物学のデータが加わって、1980年代になって、この分野の知識は大きな変貌を遂げた。簡潔にまとめれば、日本列島の“秩父古生層”と呼ばれてきたものは、ジュラ紀のメランジュであると言うことができよう。“秩父古生層”は、“秩父地向斜”というところに堆積し、それが造山運動をうけて現在見られるようになったというのが、これまでの説明や解釈であった。“秩父古生層”は、しかし、古生層ではなくなった。大部分はジュラ紀の地層である。また、下から上へ整然と重なる量を積んだような地層ではなく、雑然と混じり合った礫岩のような地層や岩体なのである。それでは、美濃帯のメランジュはどのようにして形成されたのであろうか。

それを理解するためには、更にもっと大きく見直してみなければならない。それは、日本海をささんだ向こう側、すなわち、シホテ・アリンや中国東北部、あるいは、中国東南部のことまでを頭に入れて推測し、導き出される推論である。

紙面に限りがあるので、私の考えている結論を、最後に簡潔にまとめておこう。その現象の起こった地質年代の順を追って記すと次のようになる。

1) 古生代末、赤道近くの海域にいくつかの海洋

島があった。火山島の上部に珊瑚礁の発達したものがその代表的なものであった。そのまわりの海域には、チャートなどが堆積していた。

2) 中生代、つまり三畳紀に入り、それらの海洋島の上にあった珊瑚礁は発達を止めたが、周辺の海域には依然としてチャートや珪質頁岩が堆積していた。ついでジュラ紀になって、これらの海域は、海洋島と共に大陸（おそらく現在の中国南東部）に向かって移動を開始した。

3) これら古生代の地層や三畳紀・ジュラ紀の地層は、大陸周辺部で大陸からもたらされる砂泥質の堆積物と一緒にになった。海洋島は大陸に衝突した。その際、海洋島をつくる岩石や地層はこわれて、周辺のジュラ紀の地層の中に混じって入った。こうしてメランジュが形成された。

4) これら地層群はその後、大陸の周辺部に沿って北東へ移動していった。全体が今のハバロフスクあたりに来た時、その動きは停止した。

5) 日本列島を構成する中生界（換言すれば古生層や三畳紀層を含んだジュラ紀末―白亜紀初頭にできたメランジュ）は、大陸と離れて東南方に移動した。こうして、現在の日本海ができた。新第三紀に入ったばかりのころであった。

6. あとがき

私達は日常、裏山の露頭を眺めているいろいろ考える。また、あちこち歩き廻って、想像を廻らす。時には人の話を聞いて、似たものがあそこにもある、ここにもあると考えをまとめていく。本や新聞、あるいはテレビの番組なども参考にする。そして、最後に自分自身で旅をし、頭の中にまとまりつつある自らの考えを実際に目で見、手で触ってみて、自己の主張をつくりあげていくのである。

私達は美濃帯の研究を進めるために、実験室にこもって電子顕微鏡にかじりつき、微化石を調べ

た。また中国江蘇省の揚子江河畔や黒竜江省のウスリー江河畔にまで出掛け、各地の露頭を見て廻った。むかしは美濃帯の研究には、美濃帯に出掛けることだけが必要とされていた。しかし、最近事情は一変した。美濃帯の研究は、大きさのスケールで言えば1/100mmから1000km以上にわたる幅の広い色々なものの見方によって得られた結果を、数億年という時間の座標に投影して総合したものである。

色々なレベルでものを見、それを総合していくこと……例えば、狭い地域の検討に始まり、空間的にだんだんと議論を広げていって外国の状況までを考慮する、また、昔から今、そして、これからの将来を長い時間にわたり考慮する、このような幅広い、しかも、色々な見方を取り入れた研究方法は最近になって様々な社会現象や経済現象の研究分野でも流行している。いわゆる“国際化”という言葉で表現されている一連の動きがそれである。この種の活動を可能にしているのは、実際には、あらゆるレベルの情報のあらゆる地域からの自由な流通であって、それを得ること、それを解析し、解釈することが研究の基になっている。これは、いわゆる“情報化”という言葉で表現されている。

このような動きの中で、今、私達には、とくに新しいものの見方や考え方が要求されている。見えるものだけを見るという姿勢、あるいは、わかるものだけを理解するという姿勢から、もっと広く、深く、長期にわたって、ものごとを考えていく姿勢に変わっていくことが必要なのである。これが、国際社会の中における日本、あるいは、グローバルな環境における人類、などという課題に正しく取り組むために必要な基本的な姿勢であろう。

地震動強度の評価方法に関する一考察

中部大学工学部土木工学科

助教授 山田 公 夫

1. まえがき

ある地域における地震動の強さは構造物の被害より推定される震度、あるいは強震観測によって得られる地表最大加速度によって表すことができる。

震度は、わが国に広く分布する基石や木造家屋の被害に基づいて決められ、強震観測が実施される以前から、震災地域の地震動の強さを表す指標として用いられてきた。一方、わが国において強震観測が行われるようになったのは1950年代に入ってからであり¹⁾、これまでに数多くの加速度記録が得られている。

現行の震度法における震度 k は、佐野²⁾によって定義されたもので、地表最大加速度 α_{max} と重力の加速度 g より、次式で表される。

$$k = \frac{\alpha_{max}}{g} \quad (1)$$

この震度は、わが国における気象庁、その他による震度階と区別して、工学的震度とも呼ばれる。式(1)を用いれば震度が求められるが、実際の地震動は時間とともに、大きさと方向が変化する不規則な振動であり、地震動の瞬間値である α_{max} に相当する震度 k を耐震設計等にそのまま用いることは過大な地震力を想定することになる。

また、強震観測態勢の充実に伴い、かなり大きな加速度が観測されたにもかかわらず、構造物の被害が小、または無被害であったという事例がみられるようになり、地表最大加速度の大きさで地震動の強さを評価することに疑問が持たれるようになってきた。したがって、式(1)に基づく震度の不合理性が明らかになり、震度法による現行耐震

計算法における設計震度の工学的意味が曖昧となってきた。

しかしながら、現行の震度法による耐震設計は多くの実績を持ち、何よりも実務面において簡便であるため、動的設計法が震度法と同程度に簡便にならない限り、今後も一般の構造物の耐震設計に広く利用されるであろうことを考えると、設計に用いるべき震度を適切に評価することは極めて重要である。

そのためには上述の加速度と震度の関係の矛盾を解決する必要がある。従来の定義による震度 k ($=\alpha_{max}/g$) とは異なり、地震の動的破壊力を等価な静的破壊力に置換する変換係数としての震度を見出す必要がある。この震度については、未だ定説が得られておらず、次節で述べるように種々のとらえ方があるが、本文ではこの震度を実効震度と称する。

過去の震害において構造物の破壊、転倒等によって決められた震度は、上述の変換係数に相当するものと考えられるから、実効震度とみなすことができる。また、構造物の震害は加速度の大きさのみならず、地震動の周期特性の影響も受ける。すなわち、地表最大加速度が等しくても、その作用時間によって構造物に及ぼす地震力の影響は異なると考えられる。したがって、実効震度は従来の震度 k とは異なり、地盤の振動特性とも関連づけられるべきである。このためには地震当時の実効震度と対応する地表最大加速度ならびに地盤の振動特性が明確でなくてはならないが、これらに関係づけるための資料が整っている事例は極めて少なく、筆者が調べた範囲で最も整っているもの

は、関東地震による東京の例のみである。

それゆえ、本文では関東地震後に今村⁹⁾によって示された後述する震度を実効震度として用いた。また、地表最大加速度および地盤の振動特性としては、旧東京市内の地盤に対して行った地震応答解析より得られた地表最大加速度と地盤の卓越振動数を用いた。そのうち、地表最大加速度ならびに地盤の卓越振動数と実効震度の関係式を示した。さらに、この関係式を用いて、想定東海地震に対する名古屋市域の実効震度のマイクロゾーニングマップを示した。

2. 実効震度

震度法における佐野の震度は、今日ではかなり疑問が持たれている。これに関連して、野田・上原^{4),5)}は重力式岸壁等の震害事例の逆解析により、また市原・山田⁶⁾は関東地震による水道管の被害分析において、さらに松尾・板橋^{7),8)}は土構造物および斜面の震害事例の逆解析により、震度法による震度は地表最大加速度との間に式(1)の関係が見られないことを示した。

野田らは、過去の地震による被害および無被害の重力式ならびに矢板式岸壁に対して行った、現行耐震設計法に基づく逆解析結果と強震観測ならびに基礎地盤の応答解析の成果に基づき、作用震度と地表最大加速度との関係を次式で示している。野田らが対象とした地盤は沖積層と第三紀層である。

$$e_A = \left(\frac{\alpha_{\max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

ここで、 e_A は作用震度である。

松尾・板橋は、粘性土地盤上の河川堤防と自然斜面の地震時安定に関する震度法に基づく逆解析から、逆算震度 k' を求め、これと距離減衰式により推定される地表最大加速度との対応を次式で示している。

$$k' = 0.072 + 0.032 (\alpha_{\max} / g) \quad (3)$$

上式は最大加速度と逆算震度の関係のばらつきのほぼ中央を通るように定められている。

上述の野田ら、および松尾・板橋の考えは、現行耐震設計法における設計震度を推定する有力な手法の一つであるが、地盤の周期特性を考慮していない。

すなわち、構造物の震害には、地震力の大きさおよび方向のみならず、作用時間も大きく関係することが指摘されている。その実例として、広尾沖地震(1962, $M=7.0$)と松代群発地震(1965~1967)の例がある。広尾沖地震の際、釧路⁹⁾では380 Galの地表最大加速度が観測されたが、釧路地方の構造物にはほとんど被害を生じなかった¹⁰⁾。一方、松代群発地震においても、観測された地表最大加速度は550 Galが一回、200 Gal以上が10回あったが、構造物の被害は軽微であった^{9),11)}。

Housner¹²⁾は地震時に構造物の破壊に寄与するのは、構造物の持つ振動エネルギーであるとの見解から、震害の程度を表す客観的なパラメーターとしてSI(spectral intensity)なる量を導き、このSIが地震動の最大速度振幅と高い相関を示すことを明らかにしている。また、Neumann¹³⁾は米国における強震記録と震害の調査より、「震害は加速度と周期に関係し、加速度が等しくても短周期の場合は長周期の場合ほど被害を与えない。むしろ、速度が等しい場合には周期に関係なく同程度の被害が発生している」と述べている。

これらの見解は、震害は地表最大加速度の大きさのみで論じることが、工学的に必ずしも妥当ではなく、実効震度には地震動の周期特性も考慮すべきであるという考えを支持するものである。すなわち、

$$k_e = F(\alpha_{\max}, f) \quad (4)$$

ここに、 k_e は実効震度、 $\alpha_{\max}$ は地表最大加速度、 f は地盤の卓越振動数である。

上式の右辺における $\alpha_{\max}$ および f は対象地盤の対象地震に対する応答解析により求めることが可

能であり、ここでは関東地震による旧東京市の地盤を対象とした。一方、左辺の実効震度については、今村⁹⁾によって整理された関東地震当時の震度を用いた。

今村は使用材料や構造の違いによる家屋の良否を考慮に入れて、関東地震による旧東京市内の家屋の被害状況および基石の転倒を詳細に調査し、さらに市内の32地点における余震観測結果から明らかにした地盤の振動特性も考慮して、関東地震当時における旧東京市内の震度分布を示した。この震度は地震という1つの実物実験による構造物の被害実態に基づいて求められており、後に、河角¹⁰⁾は関東地震による東京の震害分布と地盤の関係を詳細に調査し、今村による震度を高く評価している。

上述の今村による震度は、地震力をうける基石の転倒に関する逆解析結果を含んでいることから、力学的根拠ならびに地盤の振動特性（周期特性）も考慮した実効震度とみることができる。以下では、上述の今村の震度を実効震度と称する。

3. 関東地震による旧東京市内の震度分布

今村は、関東地震による旧東京市内の震度を0.10内外、0.15内外、0.20内外、および0.25内外の4段階に分け、図-1のように示した。

この図によれば、下町低地である当時の浅草区、本所区、深川区（この区域は現在の江東区、墨田区、台東区に相当）の大部分で震度は0.2以上と推定され、特に臨海部の埋立地や隅田川沿いで、

0.25内外と大きな値を示す地区がある。これに対して、山の手台地では河谷低地を除くほとんどの地区において、0.10内外、また、河谷低地では0.15～0.20と推定されている。

この今村の震度分布図を応答解析結果と比較するため、図-1に示すようなメッシュに分割した。メッシュ区分は地震動の強さや地盤条件などが1つの地区で一応、均質であると判断できるような区分が望ましいが、あまり細かな区分は解析のための基礎資料収集等の諸作業が膨大となるのみならず、なかには資料収集が極めて困難な地区が出ることも考えられた。したがって、メッシュ区分は1km四方を1地区とし、その分割は行政管理庁による標準メッシュ図にしたがった。

図-1にみられるように、今村の震度は同一メッシュ内で一様とは限らず、各メッシュijの震度を今村による震度の平均値 $\overline{k}_{cij}$ で代表させることとした。 $\overline{k}_{cij}$ は次式で与えられる。

$$\overline{k}_{cij} = \frac{\sum A_{ij} \cdot k_{cij}}{\sum A_{ij}} \quad (5)$$

ここに、 k_{cij} は今村の震度、 A_{ij} はメッシュ内での震度が占める面積である。以下では、式(5)による震度を旧東京市各メッシュの実効震度 k_{cij} とする。

表-1に式(5)から求めた各メッシュの実効震度と旧東京市の表層地盤構成との関係を示す。関東地震による旧東京市内の実効震度は沖積地盤でおよそ0.2、洪積地盤で0.1と推定される。

表-1 旧東京市の地盤構成と実効震度の平均値

地 盤 構 成	メッシュ数	震度の平均値
沖 積 層	51	0.189
沖 積 層・洪 積 層	6	0.132
沖積層・洪積層・河谷低地	4	0.138
洪 積 層・河 谷 低 地	27	0.106
洪 積 層	12	0.104

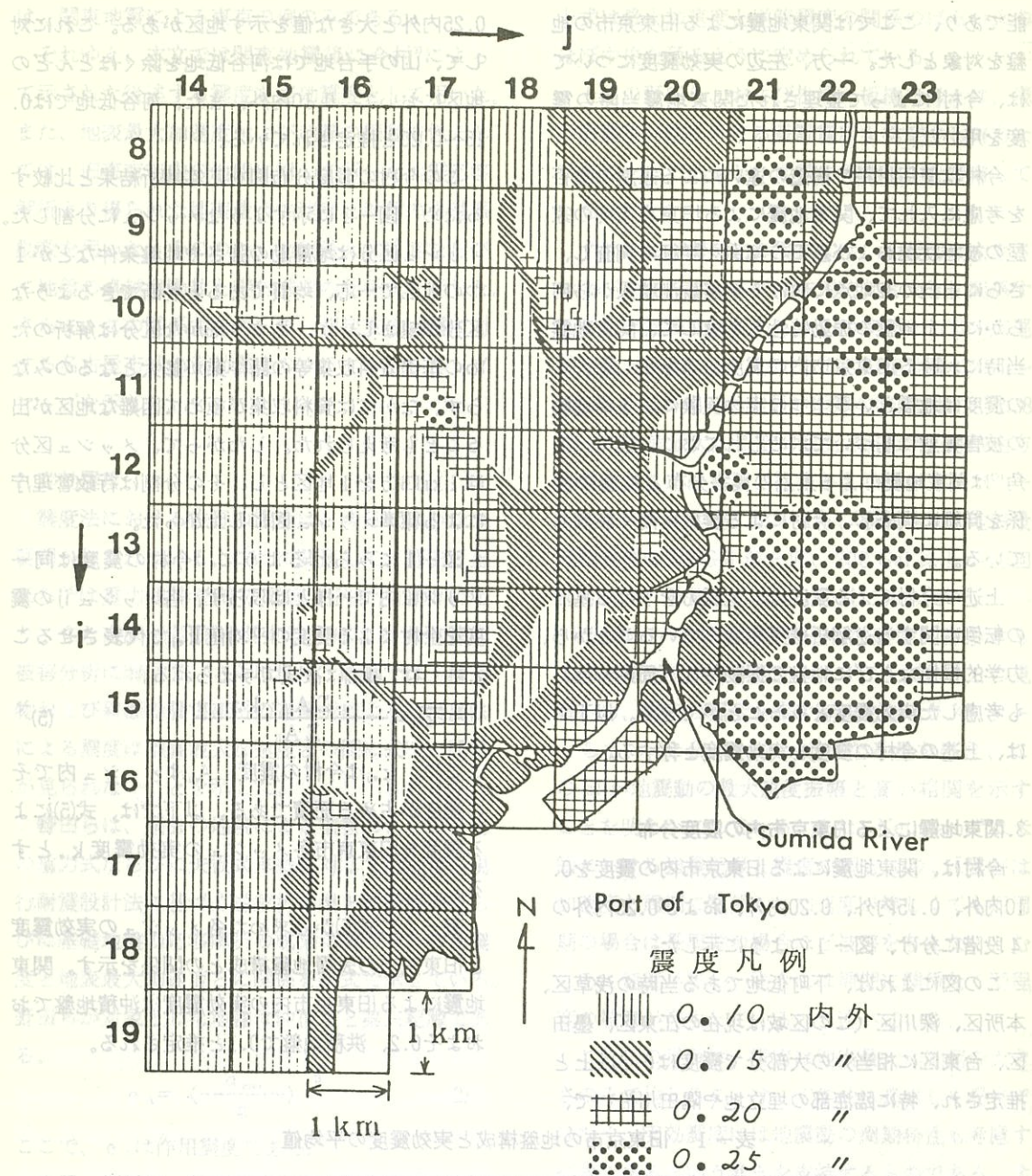


図-1 関東地震による旧東京市の震度分布

4. 関東地震による旧東京市域の地盤応答解析

地表最大加速度 α_{max} の推定は距離減衰式による

方法、あるいは地盤応答解析による方法がある。

建設省土木研究所¹⁵⁾では、地盤条件を4分類し、

地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ を推定する距離減衰式を導いている。この式を用いて関東地震による旧東京地域の $\alpha_{\max}$ を求め、これを重力加速度 g で除した震度 k を、震央距離に対して示したものが図-2で

ある。

一方、上述の実効震度を震央距離に対して示すと図-3のようになる。この図より、地震の強さは必ずしも震央距離に比例して減少するとは限ら

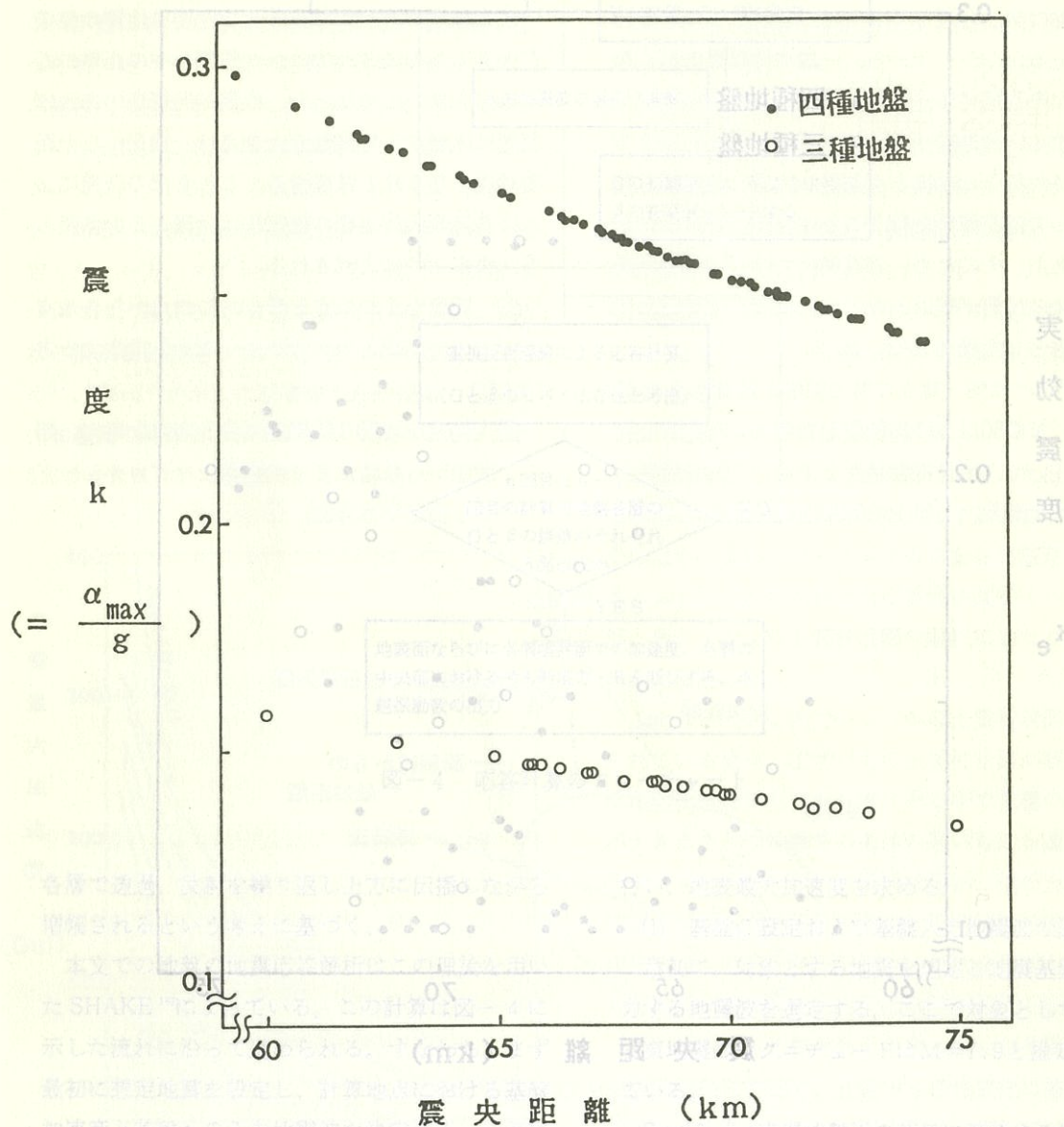


図-2 震央距離と距離減衰式に基づく震度 k の関係

ないことがわかる。したがって、 $\alpha_{\max}$ の推定は距離減衰式よりも、地盤特性をより詳細に考慮できる応答解析による方が適切であると考え、ここでは重複反射理論に基づく地盤応答解析を行った。

4.1 重複反射理論に基づく地盤応答解析

地盤の地震応答解析によく用いられる理論である重複反射理論は、水平な成層地盤にせん断波(SH波)が下方から鉛直に入射し、この波が地盤

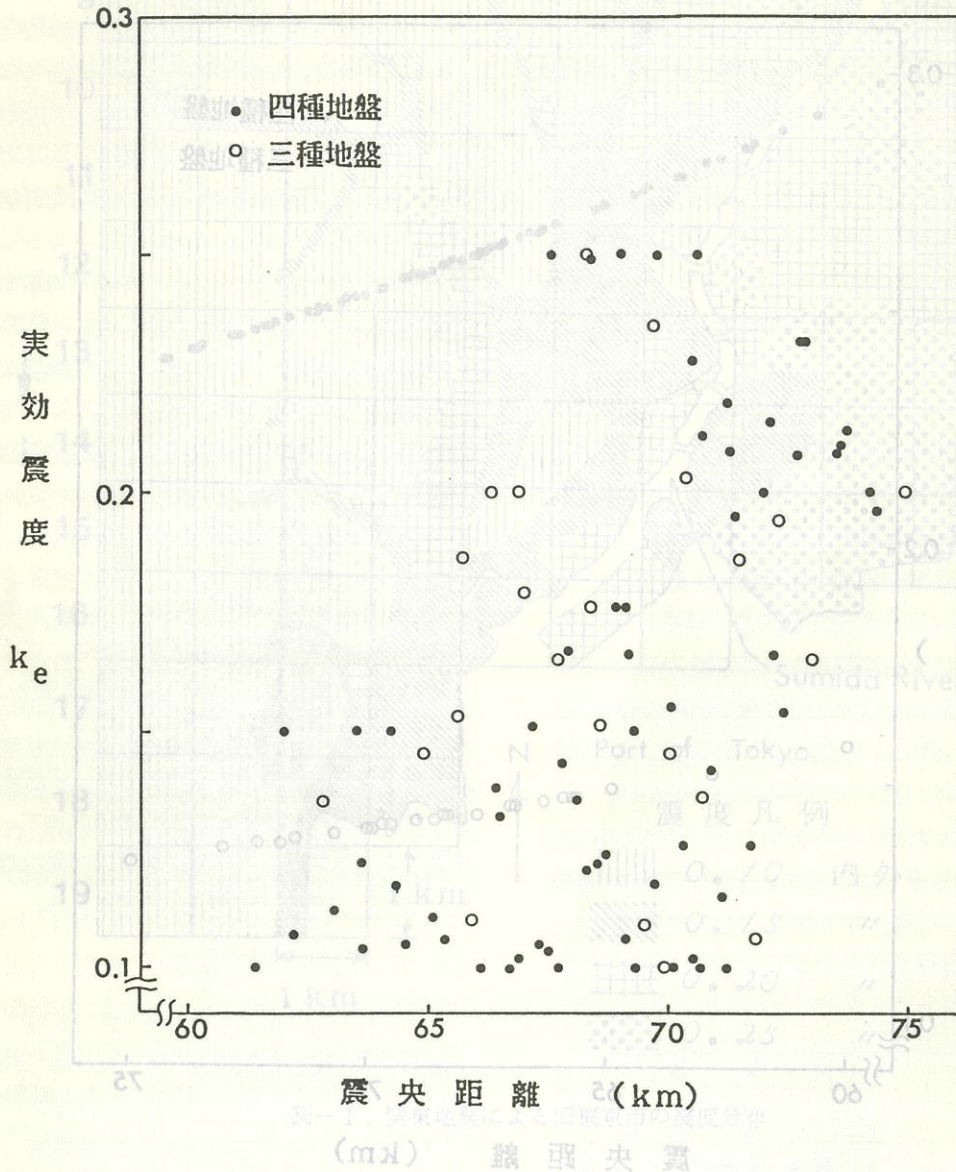


図-3 震央距離と今村の実効震度 k_e との関係

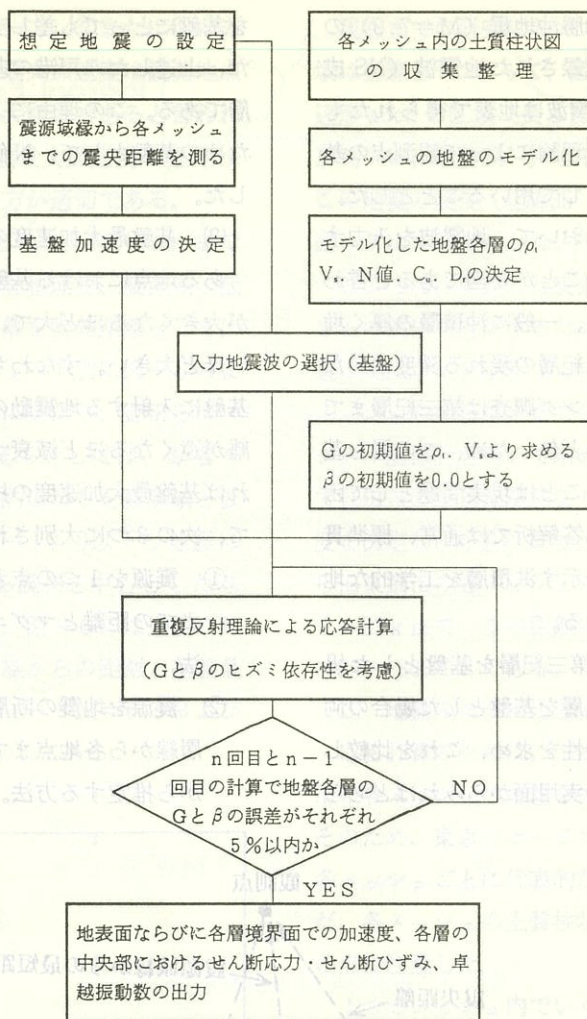


図-4 応答計算のフローチャート

各層で透過、反射を繰り返し上方に伝播しながら増幅されるという考えに基づく。

本文での地盤の地震応答解析はこの理論を用いた SHAKE¹⁶⁾ によっている。この計算は図-4に示した流れに沿って進められる。すなわち、まず最初に想定地震を設定し、計算地点における基盤加速度と基盤への入力地震波を決定する。つぎに、基盤上の地盤を水平ないくつかの層に分割し、応答計算に必要な諸要素を与えて、地盤をモデル化する。そののち、重複反射理論による応答解析を

行い、地表最大加速度を求める。

(1) 基盤の設定および基盤入力地震波の選定

最初に、対象とする地震を想定し地震基盤に入力する地震波を選定する。ここで対象としている関東地震のマグニチュードは $M=7.9$ と推定されている。

Seedら¹⁷⁾は表層地盤下の基盤に到達する地震波の特性は震央距離とマグニチュードによって、ほぼ一義的に決まると述べている。したがって、ここでは入力地震波として関東地震とマグニチュー

ドが等しい、1968年の十勝沖地震 ($M=7.9$) の際、青森県の八戸港で記録された地震波 (NS 成分)¹⁹⁾を用いた。この地震波は地表で得られたものであるから、重複反射理論によって観測点の基盤に戻した波を入射波として用いることとした。

地盤の地震応答解析において、地震波を入力する基盤は第三紀層とすることが妥当であると言われている。しかしながら、一般に沖積層の厚く堆積した平野部では、第三紀層の現れる深度はかなり大きく、普通のボーリング調査は第三紀層まで実施されることはほとんど無いため、この層を基盤として応答解析を行うことは現実問題として困難である。そのため、応答解析では通常、標準貫入試験のN値が50以上を示す洪積層を工学的な地震基盤として採用している。

矢作ら¹⁹⁾は同一地点で第三紀層を基盤とした場合と、N値50以上の洪積層を基盤とした場合の両者について、地盤振動特性を求め、これを比較した。その結果、工学上の実用面からみればどちら

を基盤にとっても差し支えないと述べている。また、上述した八戸港の基盤もN値が50以上の洪積層である。この理由により、ここでは応答解析のための基盤として、N値が50以上の洪積層を採用した。

(2) 基盤最大加速度の推定

ある地点における基盤最大加速度は地震の規模が大きくなるほど大で、かつ震源からの距離が近いほど大きい。すなわち、地震が同規模であれば基盤に入射する地震動の大きさは、震源からの距離が遠くなるほど減衰する。これまでの研究によれば基盤最大加速度の推定法は、図-5を参照して、次の3つに大別される。

- ① 震源を1つの点と考え、この点から各地点までの距離とマグニチュードから推定する方法。
- ② 震源を地震の断層線に沿うものと考え、断層線から各地点までの距離とマグニチュードから推定する方法。

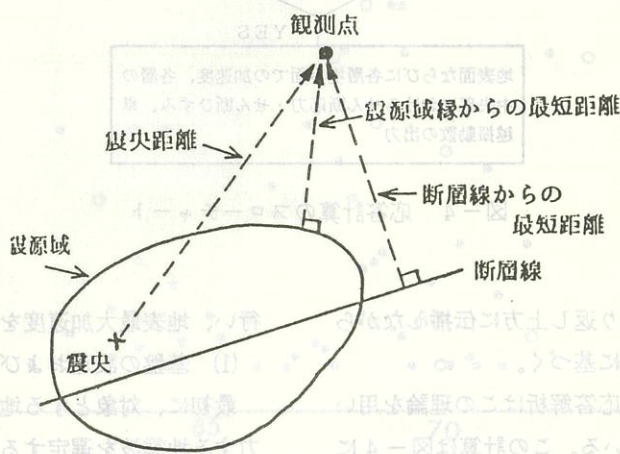


図-5 観測地点までの距離の概念図

- ③ 地震の震源域を仮定し、その震源域の縁から各地点までの最短距離を測り、これとマグニチュードから推定する方法。

過去の岩盤上の地震記録によれば、最大加速度は①の方法による震央距離から推定したそれよりもかなり大きな値を示すことが多く、地震動の減

衰を十分に説明できない。一方、②または③の方法による距離を用いた推定最大加速度は観測地点のそれを十分に納得させる大きさであると言われている²⁰⁾。したがって、基盤最大加速度の推定は②または③の方法を用いた方が適切である。

野田⁴⁾は震源域の概念を取り入れ、これまでのわが国における強震記録を整理し、震源域の縁から観測地点までの最短距離を実効距離として、基盤最大加速度をマグニチュード別に図-6のように示した。この図の作成にあたり、野田らはマグニチュード7.0以上の地震に対しては、断層モデルあるいは余震域の平面的広がりを震源域と仮定した。一方、マグニチュード7.0以下の地震については、勝又の式²¹⁾による震央を中心とした球状の震源域を仮定している。図-6には比較のために、Seed¹⁷⁾が示した断層線からの距離と基盤最大加速度の関係をマグニチュード $M=6.5$ および8.0の場合について破線で示してある。

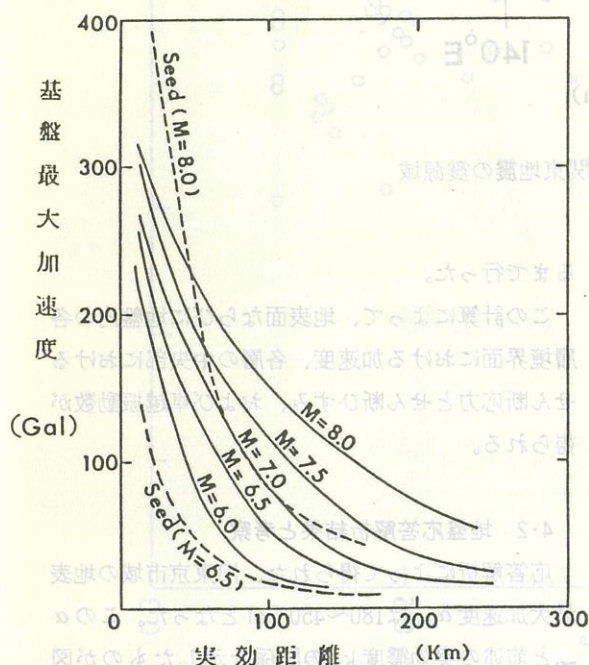


図-6 野田・上部による実効距離と基盤最大加速度の関係

現在までの研究において、関東地震の推定震源域は金森ら²²⁾によって、図-7に斜線を付した四辺形abcdの区域(長さ130km、幅50km、走向 $N70^{\circ}W$ 、傾斜 34°)として示されている。また、この地震の震央(北緯 $35^{\circ}12'$ 、東経 $139^{\circ}18'$)は図-7に×印で示した。

ここでは、前述した実効震度 k と地震動の強さとの関係を検討するため、図-7の震源域の長辺dc線より、応答計算の対象地点(旧東京市の各メッシュの中心点)までの最短距離を地勢図とデジタル座標計を用いて求め、これを実効距離として野田らの示した関係より各地点の基盤最大加速度を決定し、応答計算を行った。図-7のdc線から旧東京市の各メッシュの中心までの実効距離は7~23kmで、この距離に対する基盤最大加速度は290~360Galである。

(3) 地盤のモデル化と応答計算

応答計算のために、1km四方に分割した旧東京市の各メッシュの地盤をモデル化する必要がある。そのため、東京のボーリング資料を収集整理し、各メッシュごとに代表的な土質柱状図を1つ選んだ。各メッシュの土質柱状図の選択にあたり、次の点に注意した。

1つのメッシュ内でいくつかの土質柱状図が得られている場合、①すべての土質柱状図が類似した地盤状態を示しておれば、その中で基盤の深度が大きく、かつ堆積土の条件の悪いものを選んだ。②メッシュ内の一部の土質柱状図が、他の土質柱状図と比較して特異性があり、その地区の地盤を代表すると考えられない場合はこれを除外し、残りの土質柱状図に対して①の方法を適用した。

このようにして得られた各メッシュの代表的な土質柱状図に対して、土質とN値に基づき、基盤を含めて7~15の水平な層に分割して地盤をモデル化した。モデル化した東京の地盤に対して、応答計算に必要な土の湿潤密度 ρ 、非排水強さ c_u は「東京都の地盤」²³⁾を参考にした。また、砂

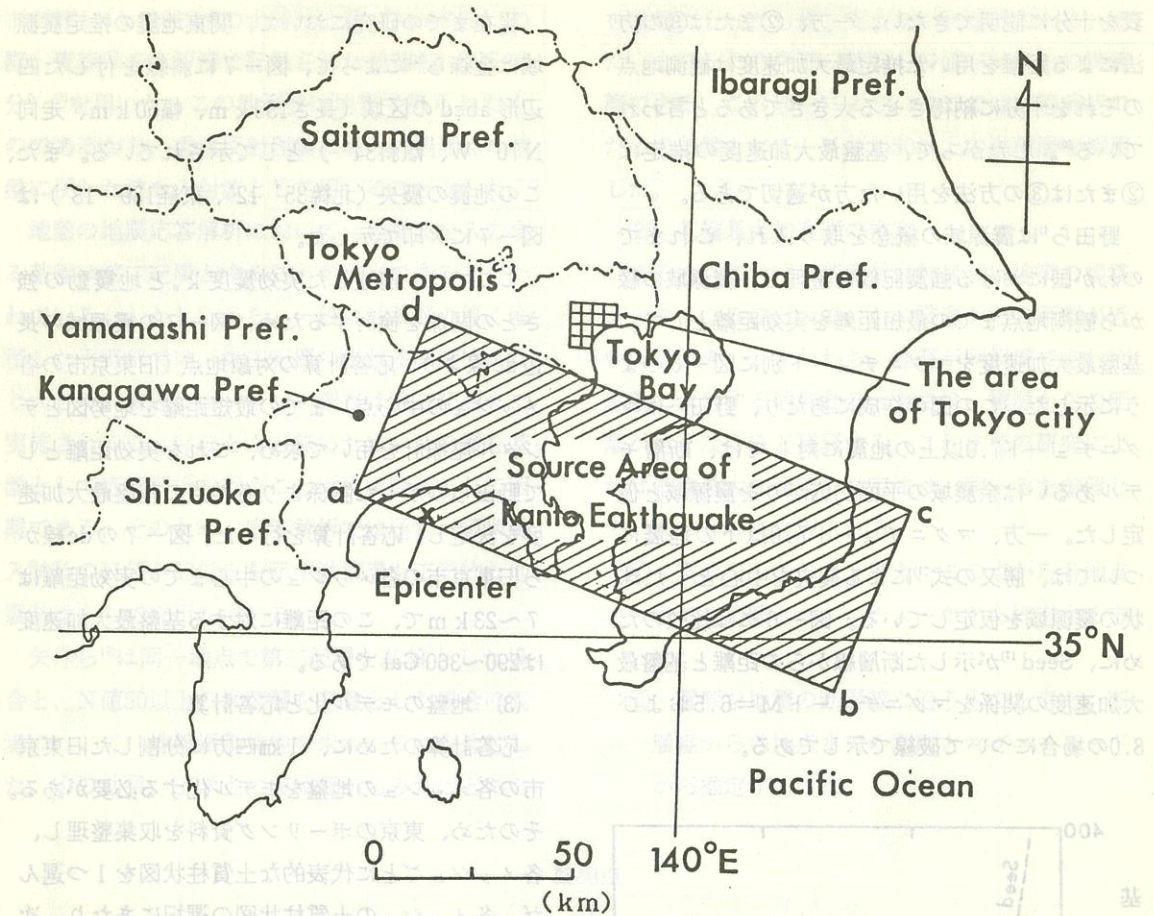


図-7 金森らによる関東地震の震源域

質土の相対密度 D_r はMeyerhof²⁴⁾の提案した方法によって、 N 値より推定した。

以上のようにモデル化した地盤に対して、前述した地震動を入力し、重複反射理論に基づく線形応答解析を行った。この計算に必要な土のせん断弾性係数、減衰定数とひずみの関係は、Seedら²⁵⁾によるものを用いた。すなわち、計算した地盤のひずみに対応するせん断弾性係数、および減衰定数をSeedらの関係から求め、これらの値を修正しながら応答計算の収束を待った。なお、繰り返し計算は n 回目と $n-1$ 回目のせん断弾性係数と減衰定数の計算誤差がそれぞれ5%以内に収ま

るまで行った。

この計算によって、地表面ならびに地盤内の各層境界面における加速度、各層の中央部におけるせん断応力とせん断ひずみ、および卓越振動数が得られる。

4.2 地盤応答解析結果と考察

応答解析によって得られた、旧東京市域の地表最大加速度 α_{max} は180~450 Galとなった。この α_{max} と前述の実効震度 k_e の関係を示したものが図-8である。図中の○印は沖積層を、●印は洪積層を示す。 α_{max} と k_e とは正の相関を持ち、地震

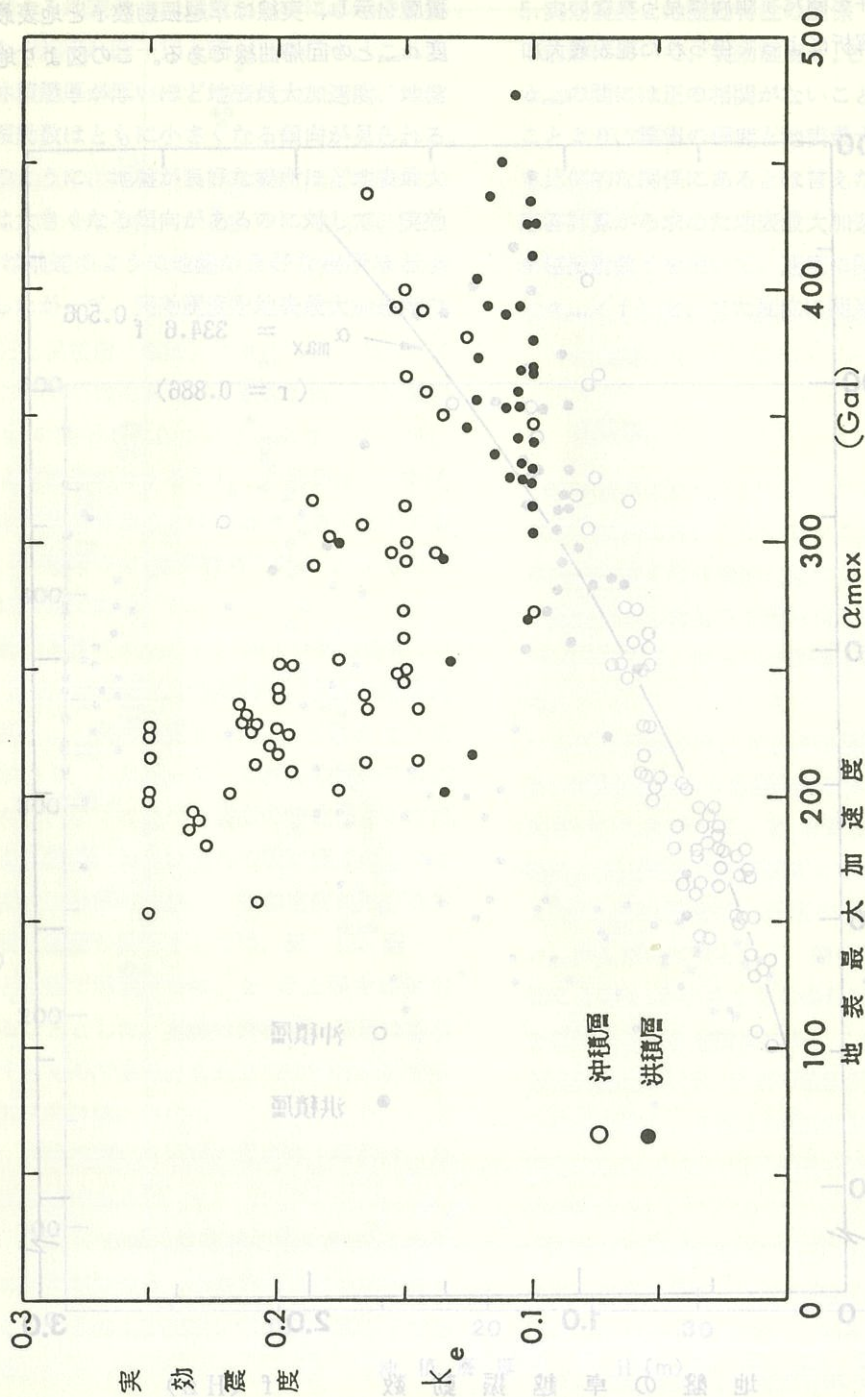


図-8 地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ と実効震度 k_e の関係

が発生しないとき、 $\alpha_{\max}$ および k_0 はともにゼロである。しかるに、この図によれば、 $\alpha_{\max}$ と k_0 の間には上記の条件を満たす傾向は見られない。

つぎに、応答解析によって得られた地表最大加

速度 $\alpha_{\max}$ と地盤の卓越振動数 f の関係を示したものが図-9である。図中の○は沖積層、●印は洪積層を示し、実線は卓越振動数 f と地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ との回帰曲線である。この図より地盤が良

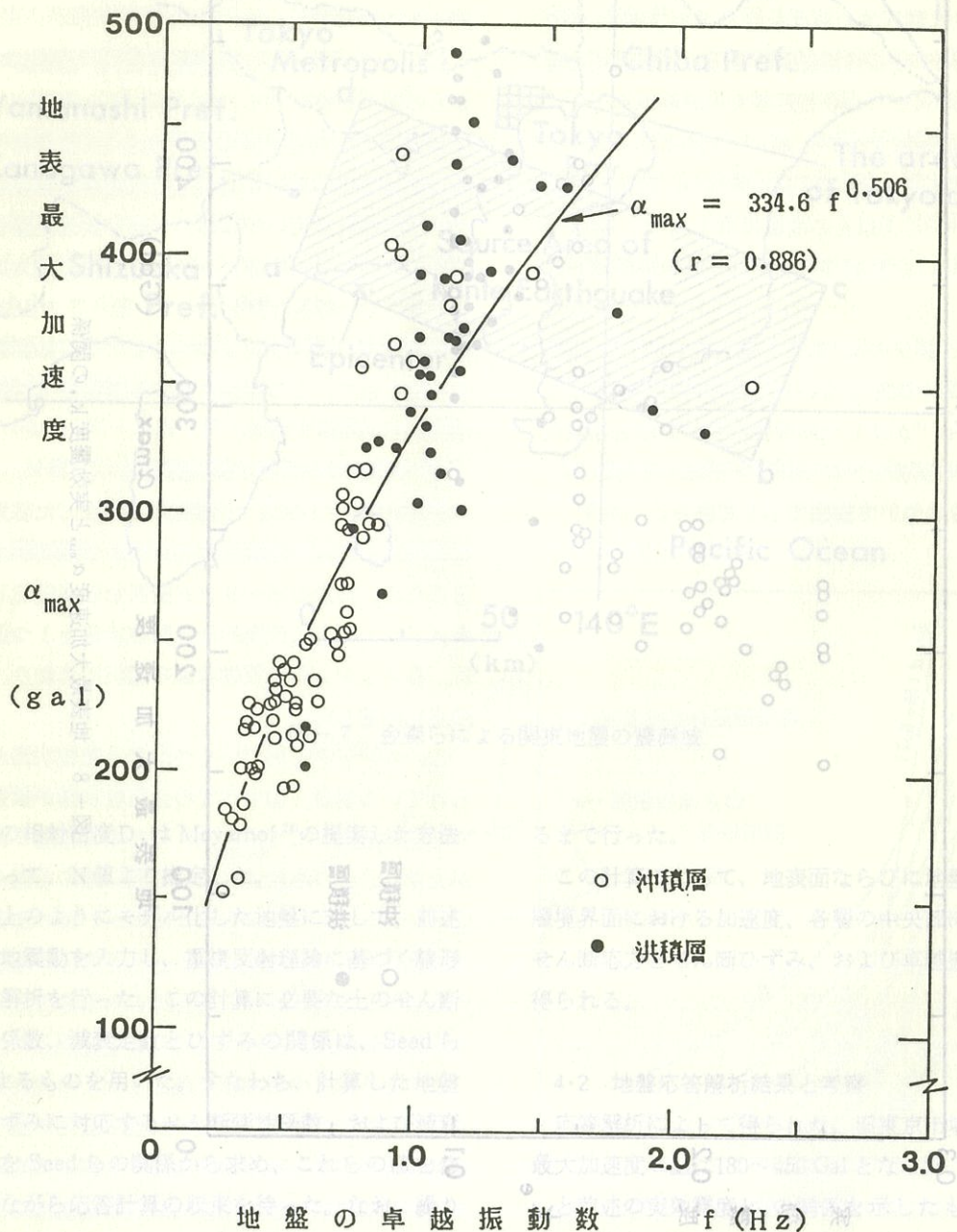


図-9 関東地震による旧東京市の地盤の卓越振動数と地表最大加速度の関係

好、すなわち f の値が高くなるにつれ、 α_{max} が大きくなる傾向があることがわかる。さらに、沖積層厚に対する地表最大加速度ならびに卓越振動数の変化をそれぞれ図-10と図-11に示す。これらより、沖積層厚が厚いほど地表最大加速度、地盤の卓越振動数はともに小さくなる傾向が見られる。

以上のように、地盤が良好な場所ほど地表最大加速度は大きくなる傾向があるのに対して、実効震度 k_e は前述のように地盤が良好な場所ほど小さい。したがって、実効震度を地表最大加速度の

みと関係づけることは適当ではないと考える。

5. 実効震度と地震動特性の関係

前節において、実効震度 k_e と地表最大加速度 α_{max} の間には正の相関がないことを示した。このことより、震害の程度と地表最大加速度は必ずしも比例的な関係にあるとは言えない。本節では、応答計算から求めた地表最大加速度 α_{max} と地盤の卓越振動数 f を用いて、速度に関連する量として (α_{max}/f) を、また変位に関連する量として

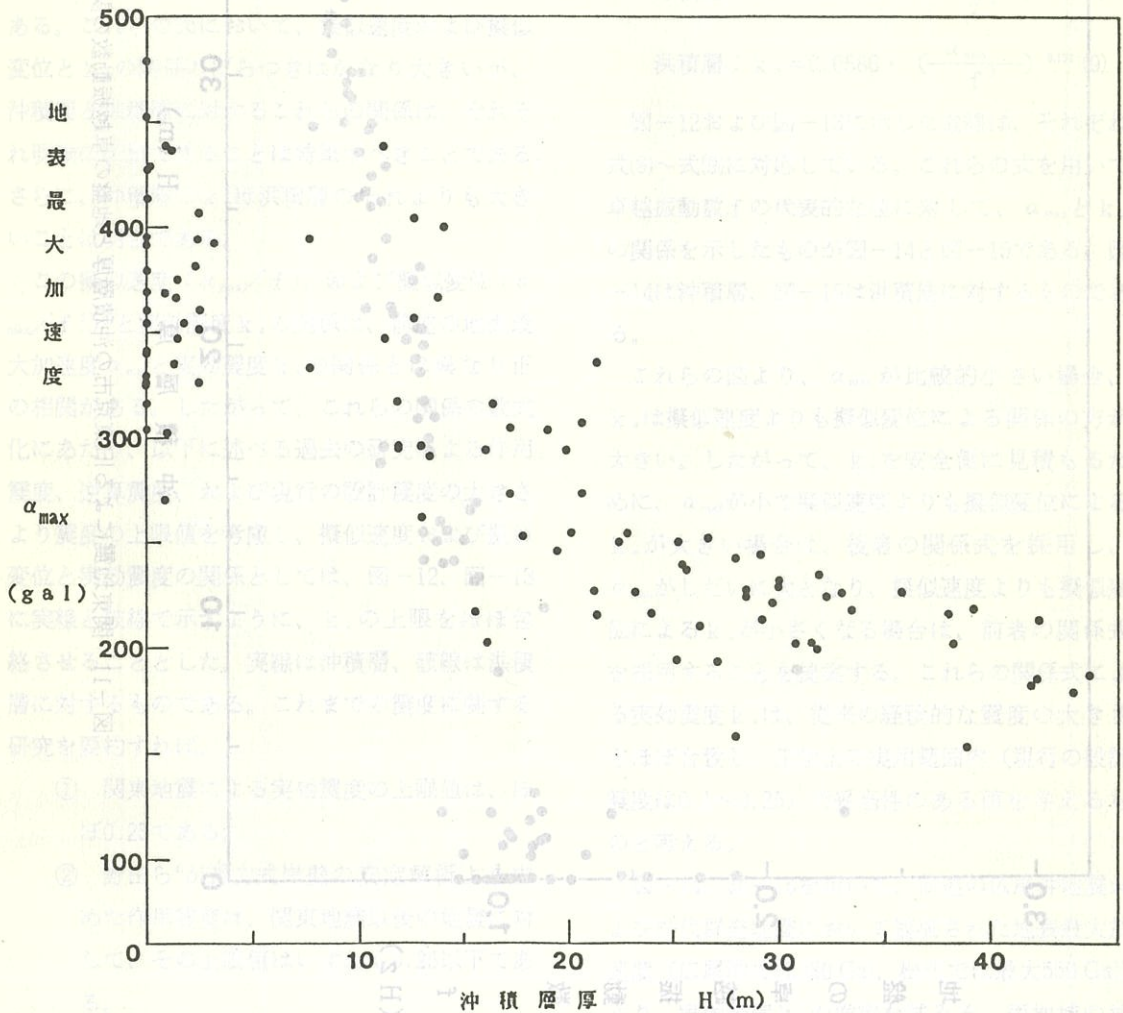


図-10 関東地震による旧東京市の沖積層厚と地表最大速度の関係

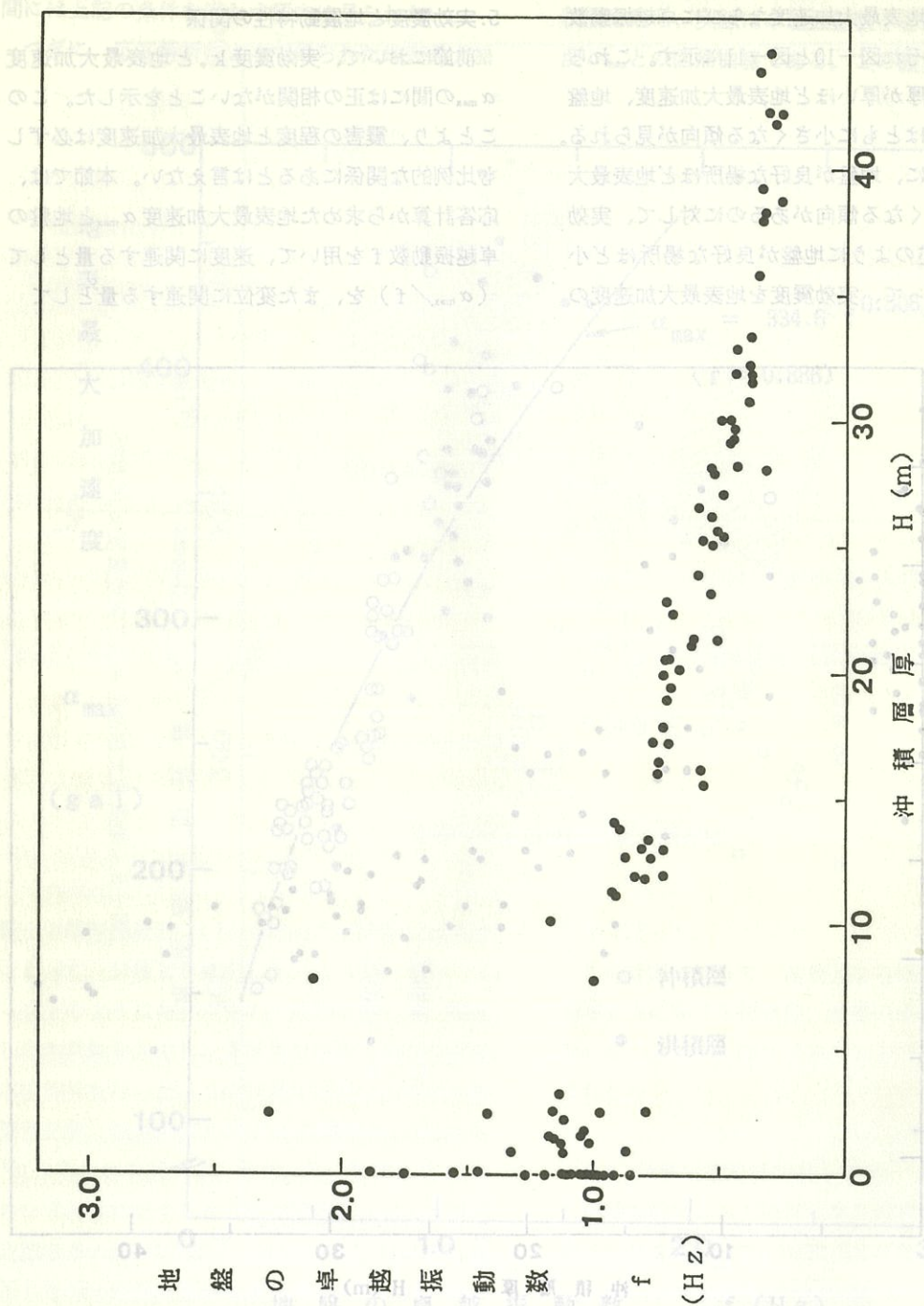


図-11 関東地震による旧東京市の沖積層厚と地盤の卓越振動数の関係

($\alpha_{\max}/f^2$) を考え、これらと実効震度 k_0 との関係調べる。 $(\alpha_{\max}/f)$ と $(\alpha_{\max}/f^2)$ は、ともに地震動の速度と変位を直接表す量ではないが、それぞれ速度および変位の単位を持つので、以下ではそれぞれを擬似速度、擬似変位と呼ぶこととする。

図-12および図-13は、応答計算から求めたメッシュ毎の擬似速度 ($\alpha_{\max}/f$)、擬似変位 ($\alpha_{\max}/f^2$) をそれぞれ横軸にとり、縦軸に実効震度 k_0 をとって、これらの値をいずれも沖積層 (○印) と洪積層 (●印) に分けて示したものである。これらの図において、擬似速度および擬似変位と k_0 の関係のばらつきはかなり大きい、沖積層と洪積層に対するこれらの関係は、それぞれ明瞭に区別できることは特筆すべきことである。さらに、沖積層の k_0 は洪積層のそれよりも大きいことは明白である。

この擬似速度 ($\alpha_{\max}/f$)、および擬似変位 ($\alpha_{\max}/f^2$) と実効震度 k_0 の関係は、前述の地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ と実効震度 k_0 の関係とは異なり正の相関がある。したがって、これらの関係の数式化にあたり、以下に述べる過去の研究による作用震度、逆算震度、および現行の設計震度の大きさより震度の上限値を考慮し、擬似速度および擬似変位と実効震度 k_0 の関係としては、図-12、図-13に実線と破線で示すように、 k_0 の上限をほぼ包絡させることとした。実線は沖積層、破線は洪積層に対するものである。これまでの震度に関する研究を要約すれば、

- ① 関東地震による実効震度の上限値は、ほぼ0.25である。
- ② 野田ら⁹⁾が重力式岸壁の安定解析より求めた作用震度は、関東地震以後の地震に対して、その上限値はいずれも0.25以下である。
- ③ 松尾・板橋⁸⁾による河川堤防および斜面の地震時安定に関する逆解析から得た逆算

震度の上限値は0.27程度である。

- ④ 現行の震度法における設計震度の上限値²⁰⁾は0.25程度である。

図-12に示した $\alpha_{\max}/f \sim k_0$ の関係は、それぞれ次式で与えられる。

$$\text{沖積層: } k_0 = 0.0115 \cdot \left(\frac{\alpha_{\max}}{f} \right)^{0.488} \quad (6)$$

$$\text{洪積層: } k_0 = 0.0238 \cdot \left(\frac{\alpha_{\max}}{f} \right)^{0.289} \quad (7)$$

一方、図-13に示した擬似変位 ($\alpha_{\max}/f^2$) に対する k_0 の変化は、次式で与えられる。

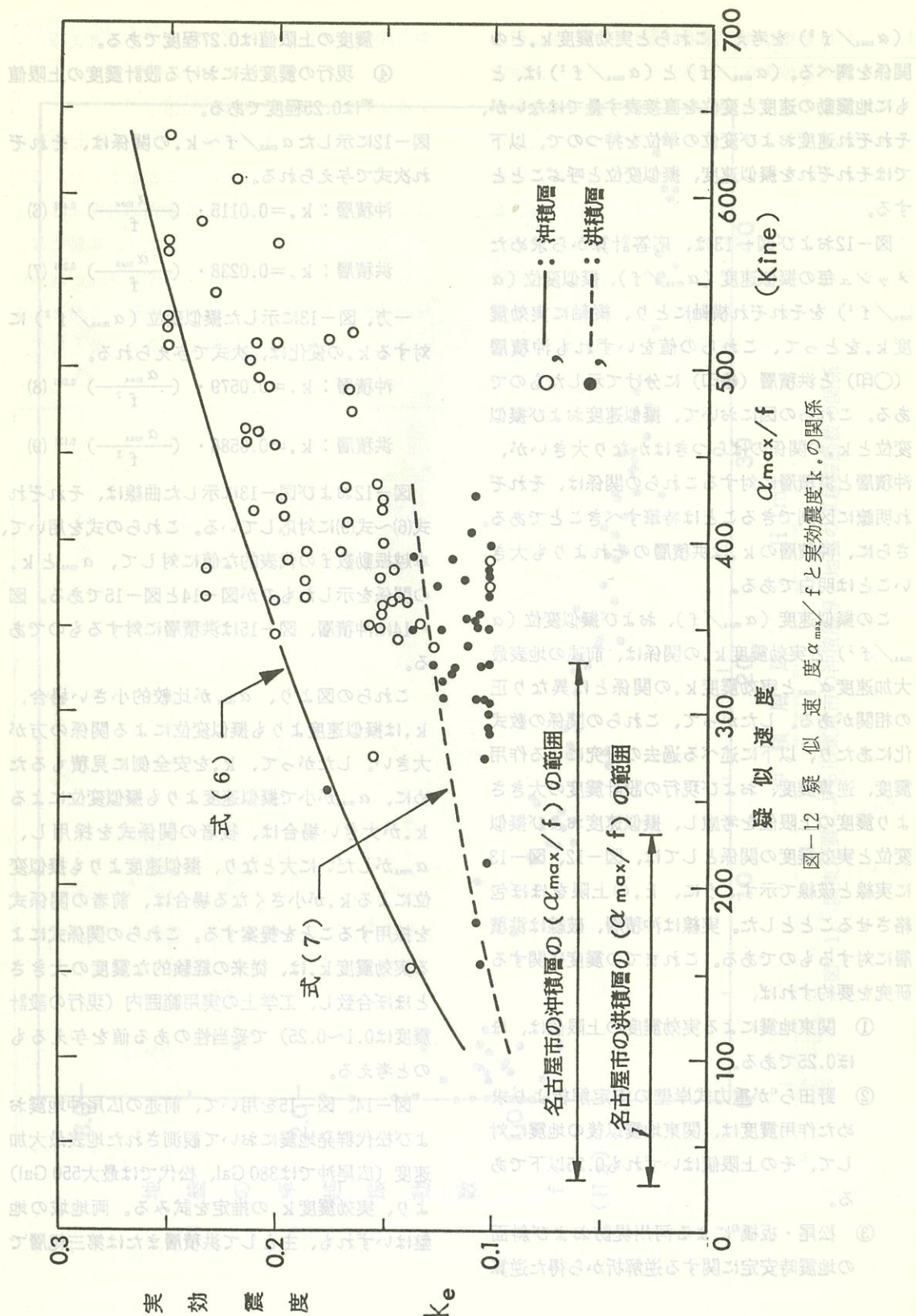
$$\text{沖積層: } k_0 = 0.0579 \cdot \left(\frac{\alpha_{\max}}{f^2} \right)^{0.200} \quad (8)$$

$$\text{洪積層: } k_0 = 0.0586 \cdot \left(\frac{\alpha_{\max}}{f^2} \right)^{0.131} \quad (9)$$

図-12および図-13に示した曲線は、それぞれ式(6)～式(9)に対応している。これらの式を用いて、卓越振動数 f の代表的な値に対して、 $\alpha_{\max}$ と k_0 の関係を示したものが図-14と図-15である。図-14は沖積層、図-15は洪積層に対するものである。

これらの図より、 $\alpha_{\max}$ が比較的小さい場合、 k_0 は擬似速度よりも擬似変位による関係の方が大きい。したがって、 k_0 を安全側に見積もるために、 $\alpha_{\max}$ が小で擬似速度よりも擬似変位による k_0 が大きい場合は、後者の関係式を採用し、 $\alpha_{\max}$ がしだいに大となり、擬似速度よりも擬似変位による k_0 が小さくなる場合は、前者の関係式を採用することを提案する。これらの関係式による実効震度 k_0 は、従来の経験的な震度の大きさとほぼ合致し、工学上の実用範囲内 (現行の設計震度は0.1～0.25) で妥当性のある値を与えるものと考えられる。

図-14、図-15を用いて、前述の広尾沖地震および松代群発地震において観測された地表最大加速度 (広尾沖では380 Gal、松代では最大550 Gal) より、実効震度 k_0 の推定を試みる。両地域の地盤はいずれも、主として洪積層または第三紀層で



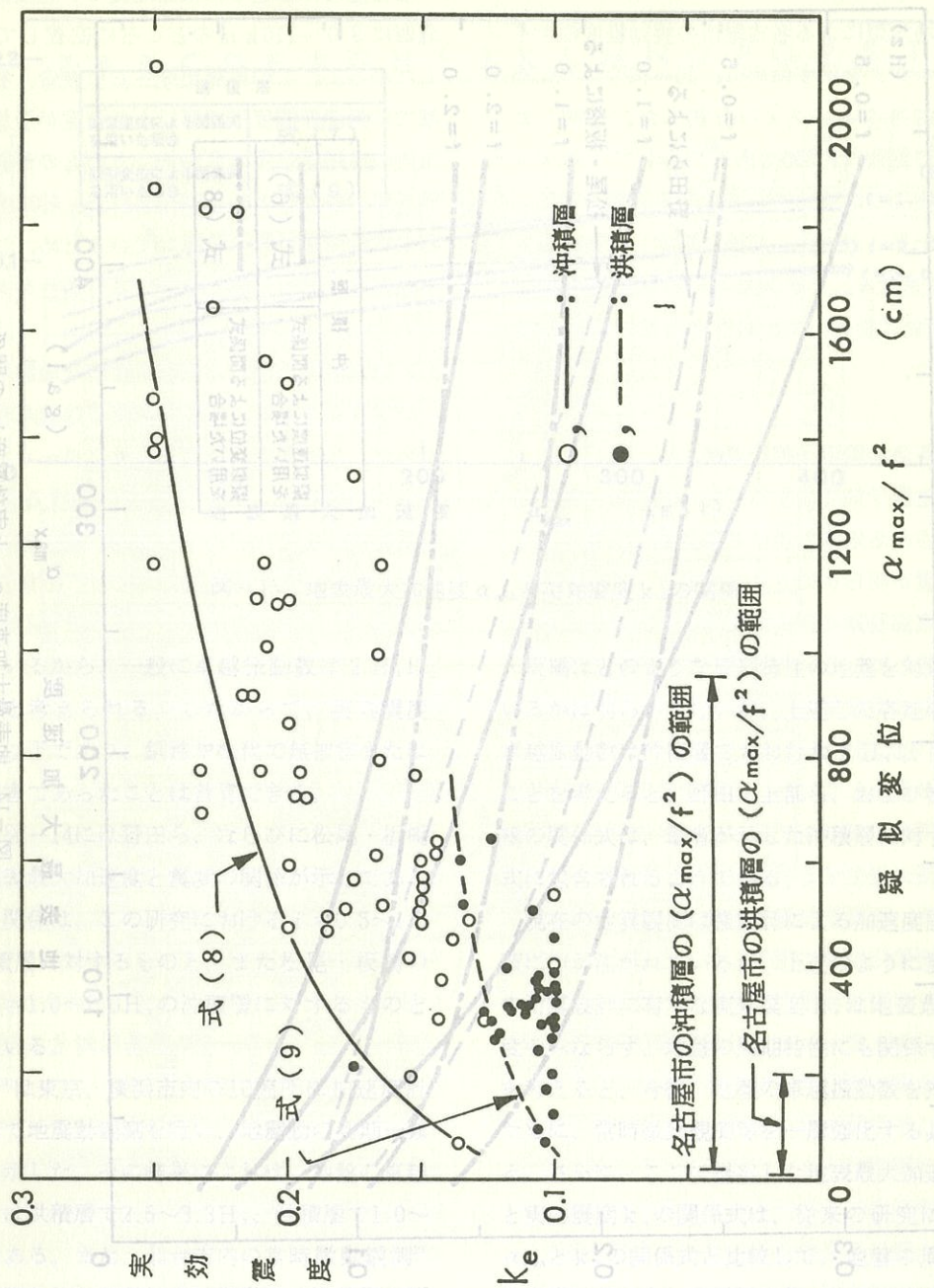


図-13 疑似変位 $\alpha_{\max}/f^2$ と実効震度 k_e の関係

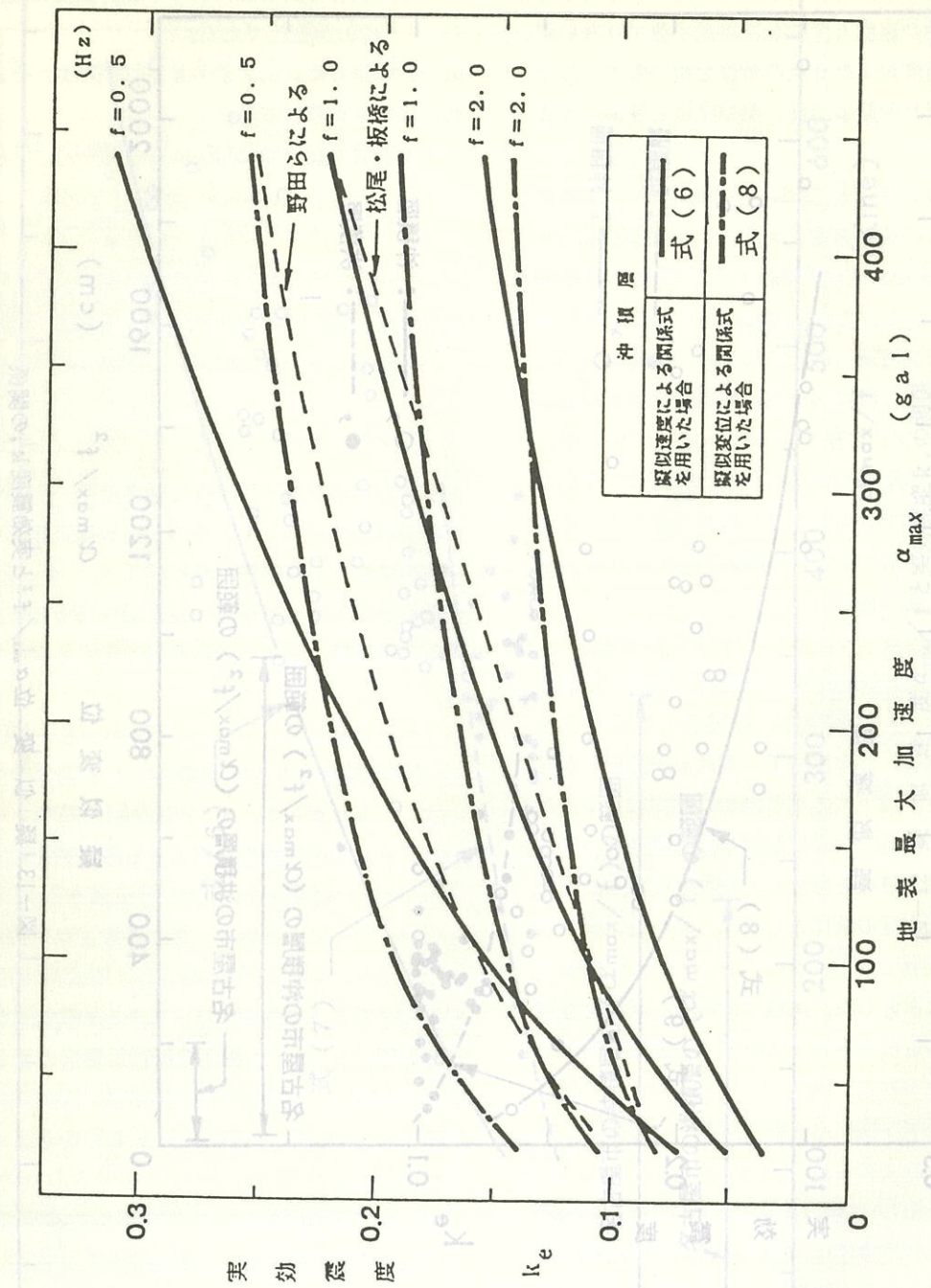


図-14 地表最大加速度 α_{max} と実効震度 k_e の関係

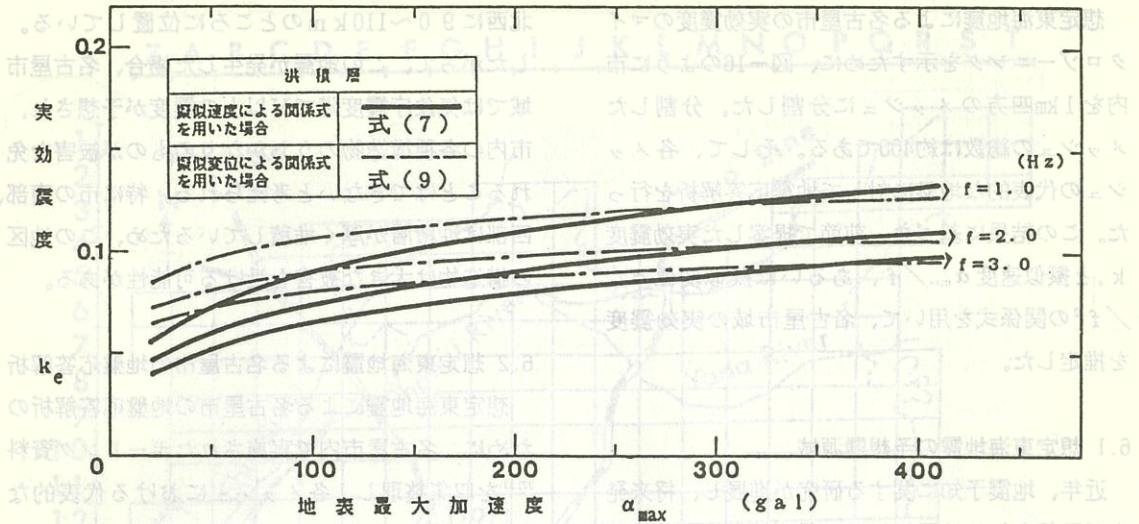


図-15 地表最大加速度 α_{max} と実効震度 k_e の関係

覆われているから、一般に卓越振動数は2H_z以上であると考えられる。したがって、実効震度 k_e は0.1以下であり、釧路や松代で無被害または軽微な被害であったことは首肯できる。

また、図-14には野田ら、ならびに松尾・板橋による地表最大加速度と震度の関係が示してある。野田らの関係は、この研究における $f=0.5\sim1.0$ H_z の沖積層に対するものと、また松尾・板橋の関係は $f=1.0\sim2.0$ H_z の沖積層に対するものと近似している。

石本^{27),28)}は東京、横浜市内の10箇所に加速度計を設置して地震動観測を行い、地震動の周期-頻度曲線を示した。その結果によれば、地盤の卓越振動数 f は洪積層で2.5~3.3H_z、沖積層で1.0~2.17H_zである。また、仙台市内の常時微動観測²⁹⁾によって得られた地盤の卓越振動数は洪積層で2.5~5.0H_z、沖積層で0.7~2.5H_zである。さらに、多賀³⁰⁾が行った名古屋市内の常時微動観測による地盤の卓越振動数は洪積層で2~5H_z、沖積層で1~3H_zである。野田・上部ら、および松尾

・板橋はどのような周期特性の地盤を対象にしているかは明らかでないが、上述した各地の地盤の卓越振動数は沖積層でおおむね2H_z以下であることを考えると、野田・上部ら、および松尾・板橋の関係式は、筆者が示した沖積層に対する関係式に包含されるようである。

現在の地震観測は強震計による加速度記録の集積に力が注がれているが、上述のように震害予測や耐震設計に有用な実効震度 k_e は地表最大加速度のみならず、地盤の周期特性にも関係することを考えると、今後、地盤の卓越振動数を推定するために、常時微動観測等を一層強化する必要がある。さらに、ここで提案した地表最大加速度 α_{max} と実効震度 k_e の関係式は、従来の研究における α_{max} と k_e の関係式と比較して、地盤の周期特性を考慮できるという長所を持つのみでなく、強震観測記録の集積に伴い指摘されている現行の震度法による震度と震害との間にある矛盾は見られず、工学上の実用範囲を十分に包含するものである。

震の規模も8=M_W - ユニタリヤの単位係

6 想定東海地震による名古屋市の実効震度の推定

想定東海地震による名古屋市の実効震度のマイクログルーピングを示すために、図-16のように市内を1km四方のメッシュに分割した。分割したメッシュの総数は約400である。そして、各メッシュの代表的な地盤に対して地震応答解析を行った。この結果に基づき、前節で提案した実効震度 k_0 と擬似速度 α_{max}/f 、あるいは擬似変位 α_{max}/f^2 の関係式を用いて、名古屋市域の実効震度を推定した。

6.1 想定東海地震の予想震源域

近年、地震予知に関する研究が進展し、将来発生が予想される地震の規模や震源域の大きさ、ならびに位置が明らかにされつつあり、地震学の専門家らは東海沿岸に巨大地震発生可能性があることを警告している。この理由は東海沿岸には、1854年の安政地震($M=8.4$, $34.1^\circ N$, $137.8^\circ E$)の記録を最後に、過去130余年にわたって大地震が発生していない地震活動の空白域があり、近い将来、マグニチュード $M=8$ クラスの大規模な地震が発生する可能性が高いと判断されたためである。地震予知連絡会は1974年に東海地方を地震観測強化地域に指定した。

予想される東海地震の震源域は、従来、漠然と遠州灘であると言われていたが、1976年に石橋³¹⁾は、この地震の震源域は駿河湾であるとし、図-17のように予想震源域(石橋モデル)を示した。石橋の予想震源域は1つの仮説ではあるが、過去の資料の再調査による新事実の発見や観測データを最近の地震学の研究成果に基づき、総合的にかつ体系的に整理検討したもので、十分に説得力があるものとして地震予知連絡会において認められた。石橋による上述の仮説は、東海地震発生の時期については具体的に述べられていないが、東海沿岸においてはマグニチュード $M=8$ クラスの海

洋型地震が120年程度の時間間隔で発生している。

名古屋市は上述した東海地震の予想震源域から北西に90~110kmのところに位置している。したがって、この地震が発生した場合、名古屋域では気象庁震度階でV以上の震度が予想され、市内の各種構造物のうちかなりのものが被害を免れることはできないと考えられる。特に市の南部、西部は沖積層が厚く堆積しているため、この地区の構造物は大きな被害を受ける可能性がある。

6.2 想定東海地震による名古屋市の地盤応答解析

想定東海地震による名古屋市の地盤応答解析のために、名古屋市内で実施されたボーリング資料^{32),33)}を収集整理し、各メッシュにおける代表的な土質柱状図をそれぞれ1つ選び、地盤をモデル化した。モデル化した地盤に対して、旧東京市に対する場合と同様の方法でプログラムSHAKEを用いて応答解析を行った。東海地震に対する予想震源域は、上述した石橋モデルを用いた。

石橋モデルの適用に際し、図-17に示した想定震源域の名古屋市寄りの長辺の縁から、対象とするメッシュまでの距離を実効距離として、基盤への入力加速度を決定した。この理由は4.1で述べたように、距離減衰に対する基盤加速度を、野田らによる実効距離と基盤加速度の関係より求めていることによる。このようにして求めた実効距離は90~110kmであり、この距離に対する基盤最大加速度は140~160Galであった。

東海地震を想定した応答計算によって得られた名古屋市の各メッシュの地表最大加速度 α_{max} を、50Galごとに5段階に分けた加速度分布を図-18に示す。

この図からわかるように東海地震を想定した場合、名古屋市で予想される地表最大加速度は概ね300Gal以下であり、東部の丘陵地帯では200~250Galと予想される。これに対して、沖積地盤の発達した臨海部や南部、西部では、200Gal以下と予

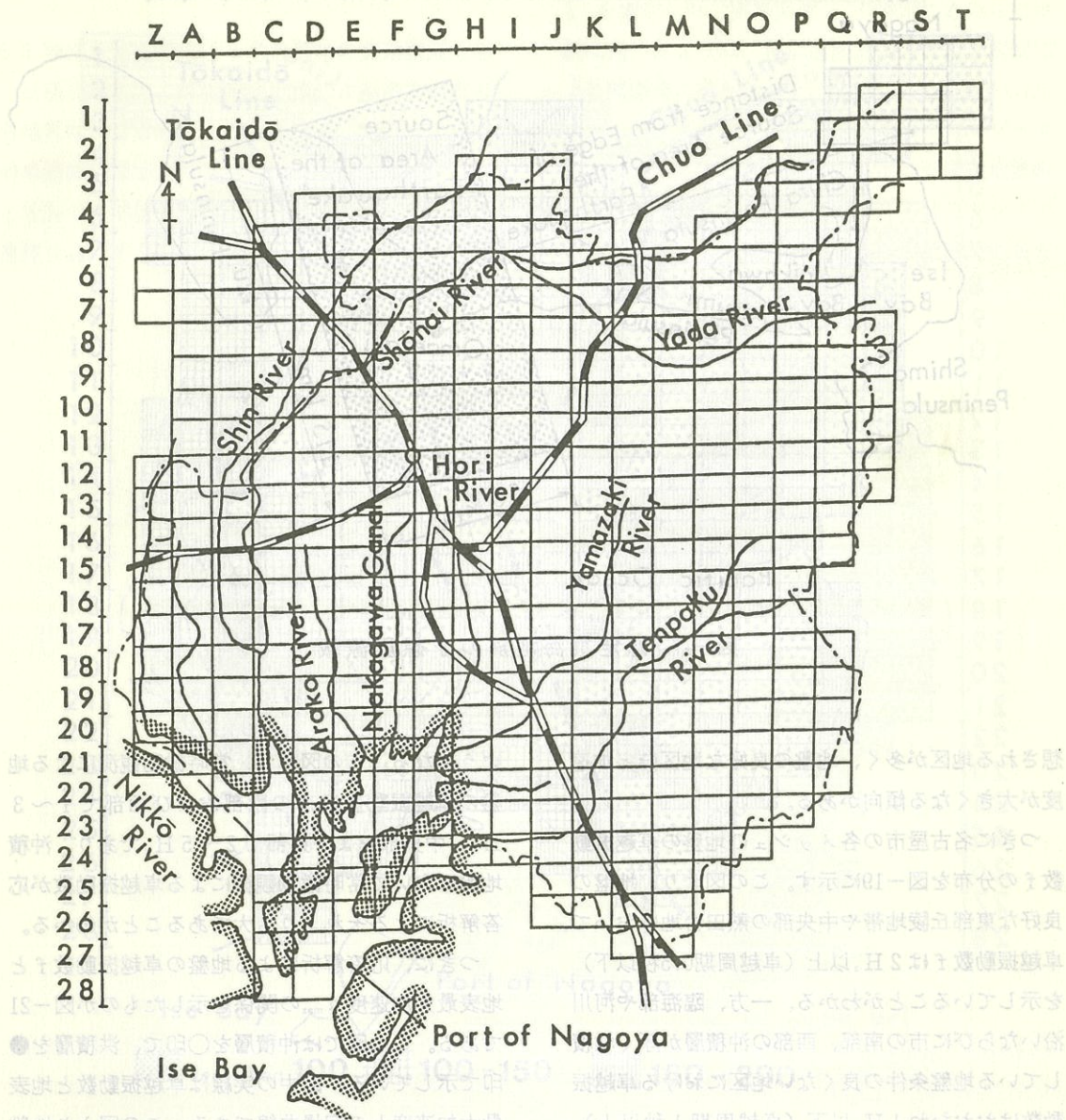


図-16 応答計算の対象とした名古屋市

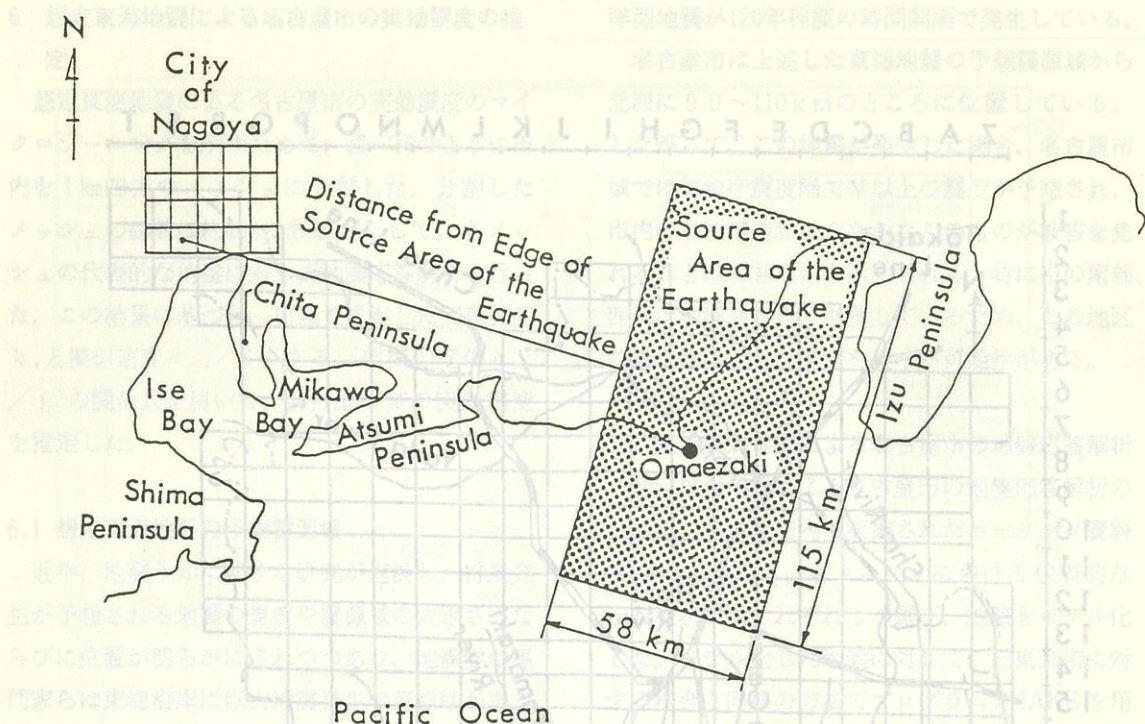


図-17 想定東海地震の予想震源域

想される地区が多く、地盤の良好な地区ほど加速度が大きくなる傾向がある。

つぎに名古屋市の各メッシュの地盤の卓越振動数 f の分布を図-19に示す。この図より、地盤の良好な東部丘陵地帯や中央部の熱田台地において、卓越振動数 f は $2H_z$ 以上（卓越周期0.5秒以下）を示していることがわかる。一方、臨海部や河川沿いならびに市の南部、西部の沖積層が厚く堆積している地盤条件の良くない地区における卓越振動数はおおむね $1H_z$ 以下（卓越周期1秒以上）である。

横尾ら³⁰⁾は名古屋市内の数多くの地点で常時微動観測を行い、地盤の卓越周期分布を示した。応答解析による名古屋市域の地盤の卓越振動数と常時微動観測によるそれとを比較するために、横尾らの成果を卓越振動数分布に変換すると図-20の

ようになる。この図より、常時微動観測による地盤の卓越振動数は市の南部および西部で $1 \sim 3H_z$ 、中央部および東部で $2 \sim 5H_z$ であり、沖積地盤において常時微動観測による卓越振動数が応答解析によるそれよりも大であることがわかる。

つぎに、応答解析による地盤の卓越振動数 f と地表最大加速度 α_{max} の関係を示したものが図-21である。この図では沖積層を○印で、洪積層を●印で示している。図中の実線は卓越振動数と地表最大加速度との回帰曲線である。この図より地盤が良好なほど、すなわち f の値が大きくなるほど α_{max} が増加する傾向がみられる。この f と α_{max} の関係は4.2で述べた関東地震による旧東京市の f と α_{max} の関係と同様の傾向である。また、地表最大加速度を沖積層厚に対して示したものが図-22である。この図より、沖積層厚が厚いほど地表最

大加速度は小さくなる傾向がみられる。これもまた 類似単位 α_{max}/g と実効震度との関係式より、
た、関東平野の Z A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T

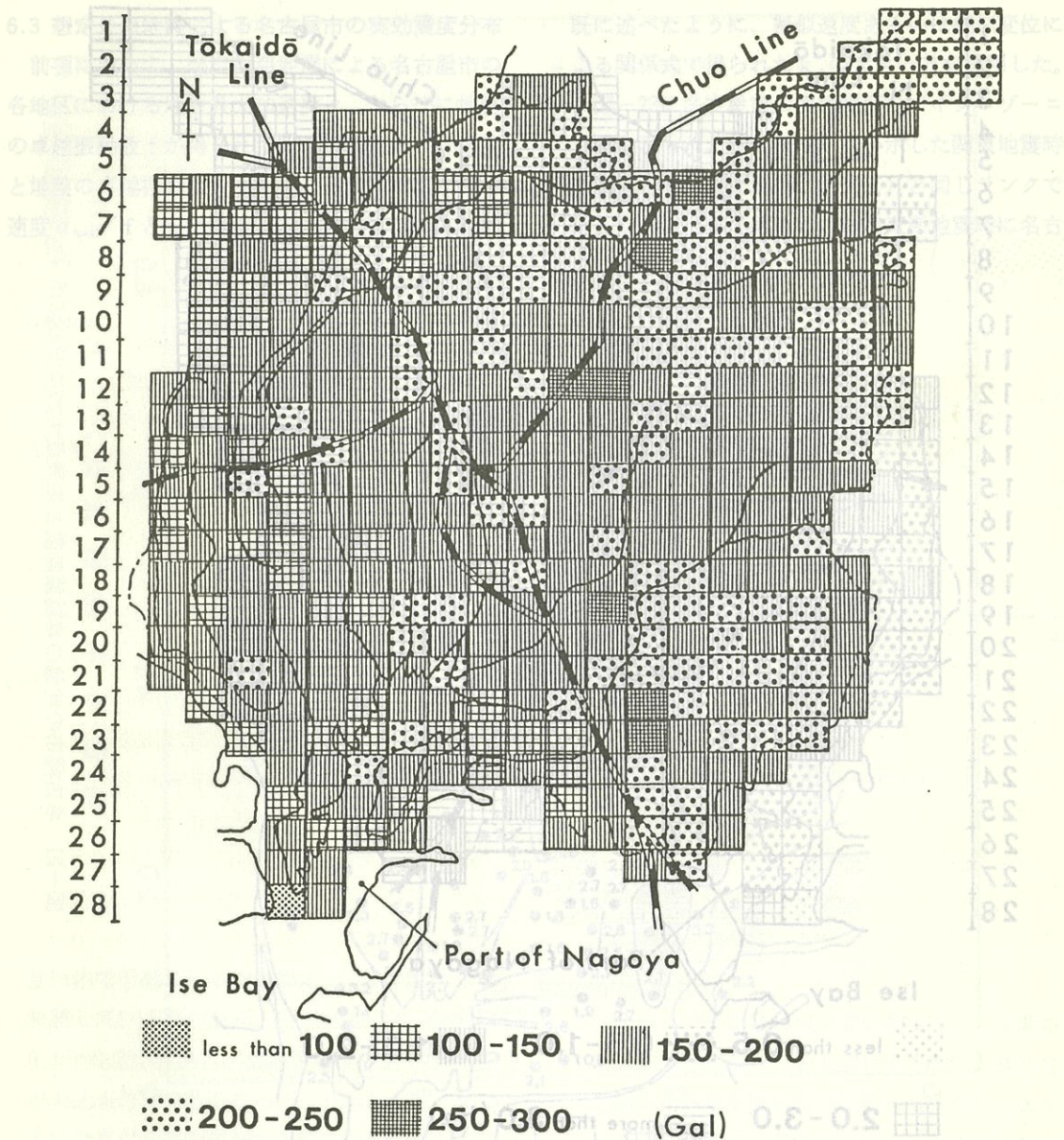


図-18 東海地震を想定した場合の名古屋市の地表最大加速度の分布

図-20 常時振動観測による名古屋市内の地盤の卓越振動数分布 (文献[34]に転載)

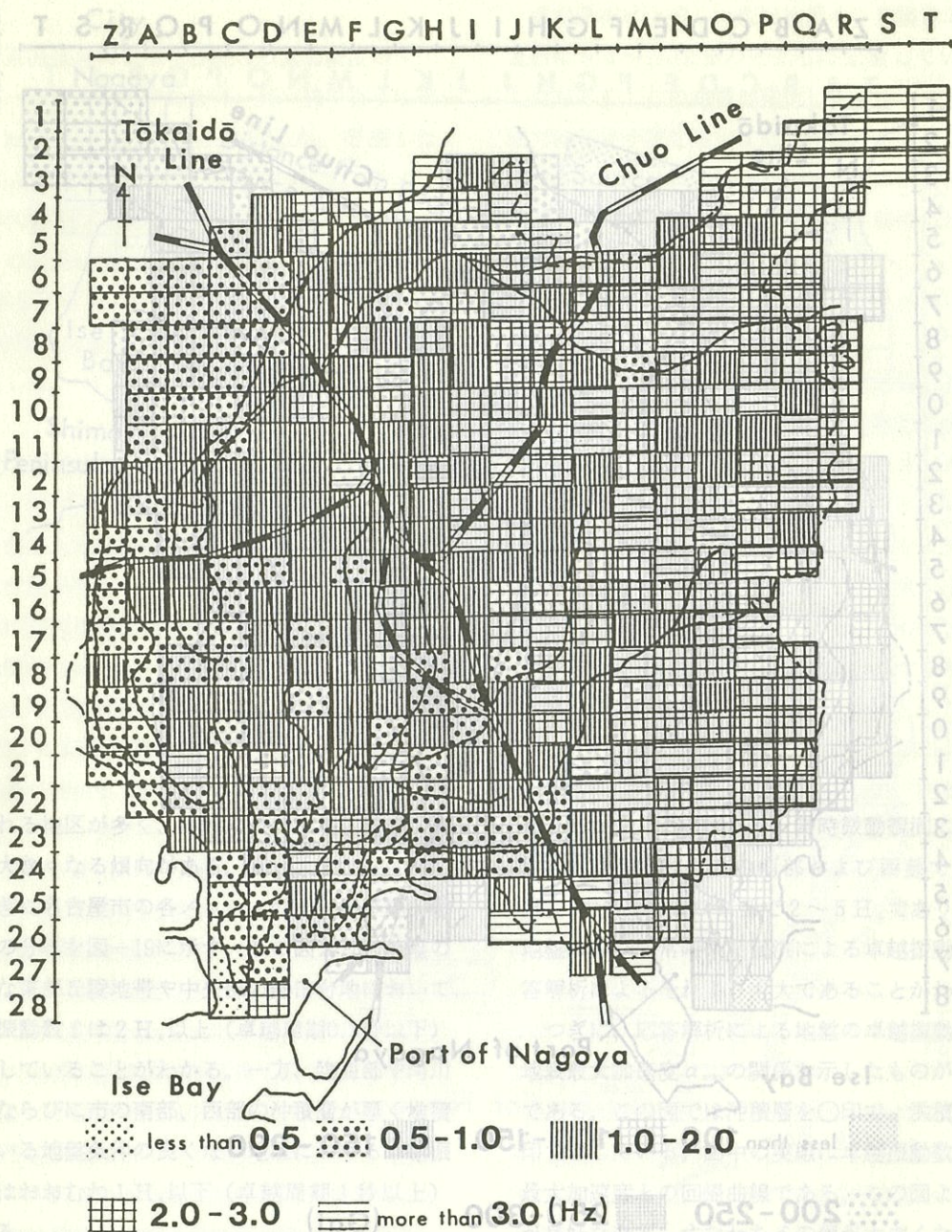


図-19 名古屋市の地盤の卓越振動数の分布

大加速度は小さくなる傾向がみられる。これもまた、関東地震による場合と同様の傾向である。

6.3 想定東海地震による名古屋市の実効震度分布

前項において、想定東海地震による名古屋市の各地区における地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ ならびに地盤の卓越振動数 f が得られた。この地表最大加速度と地盤の卓越振動数を用いて、5節で示した擬似速度 $\alpha_{\max}/f$ と実効震度 k_e の関係式、あるいは

擬似変位 $\alpha_{\max}/f^2$ と実効震度 k_e の関係式より、想定東海地震時の名古屋市の各地区の実効震度 k_e を推定した。実効震度 k_e の推定にあたっては既に述べたように、擬似速度あるいは擬似変位による関係式で得られた k_e の大きい方を採用した。

図-23に名古屋市の実効震度のマイクロゾーニングを示した。この図は今村が示した関東地震時の旧東京市の実効震度(図-1)と同じランクで示してある。この図より、想定東海地震時に名古

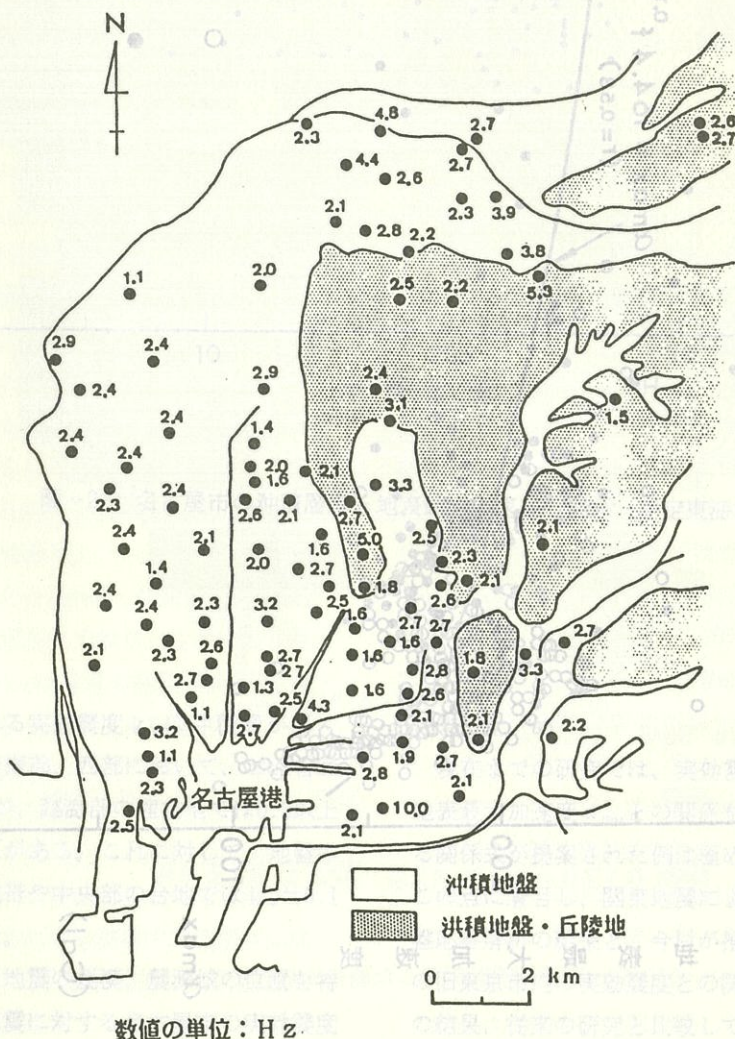


図-20 常時微動観測による名古屋市内の地盤の卓越振動数分布 (文献34)に加筆)

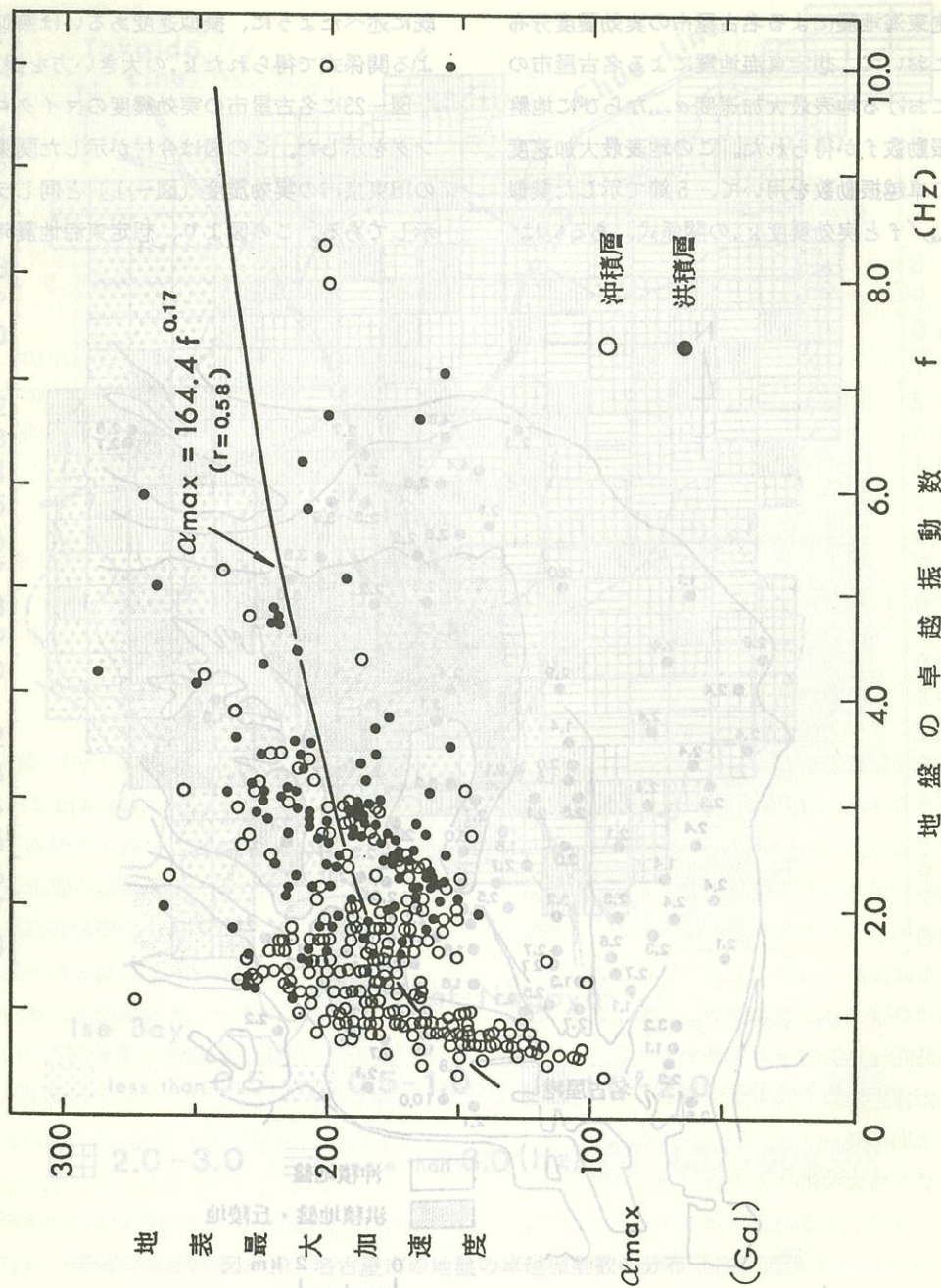


図-21 名古屋市の地盤の卓越振動数と地表最大加速度の関係 (想定東海地震時)

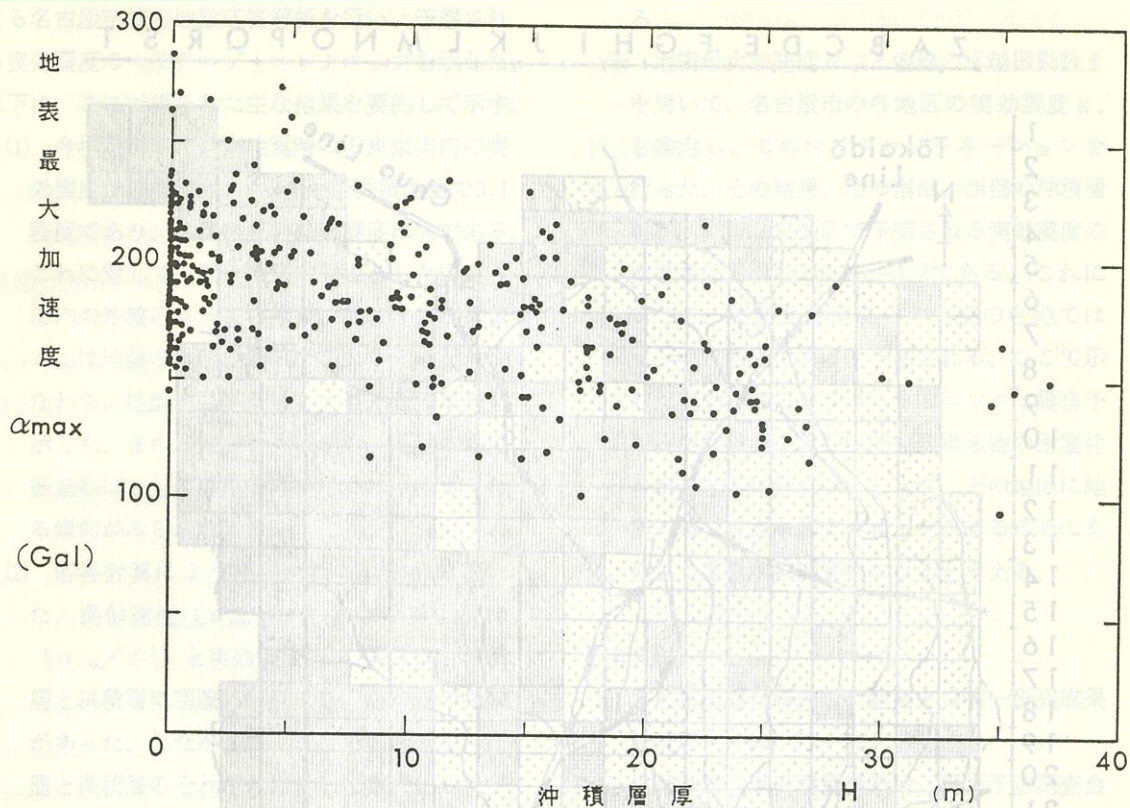


図-22 名古屋市の沖積層厚と地表最大加速度の関係（想定東海地震時）

屋市内で予想される実効震度 k_e は沖積層が厚く堆積している市の南部、西部において、おおむね 0.15～0.2 であるが、臨海部の埋立地では 0.2 以上が見込まれる地区がある。これに対して、地盤の良好な東部丘陵地帯や中央部の台地では $k_e \approx 0.1$ 程度と予想される。

以上のように、地震の規模、震源域の位置を特定した想定東海地震に対する名古屋市の実効震度のマイクロゾーニングを、市内の多くの地点の地盤応答解析結果に基づいて示すことができた。

7. ま と め

現在までの研究では、実効震度 k_e と地震時の地表最大加速度 α_{max} との関係を合理的に説明できる関係式が提案された例は極めて少ない。本文はこの点に着目し、関東地震による旧東京市内の地盤応答解析の結果と、今村が推定した関東地震時の旧東京市内の実効震度との関係を検討した。その結果、従来の研究と比較して、工学的に適用範囲の広い実効震度 k_e と地表最大加速度 α_{max} の関係式を提案することができた。さらに、この関係

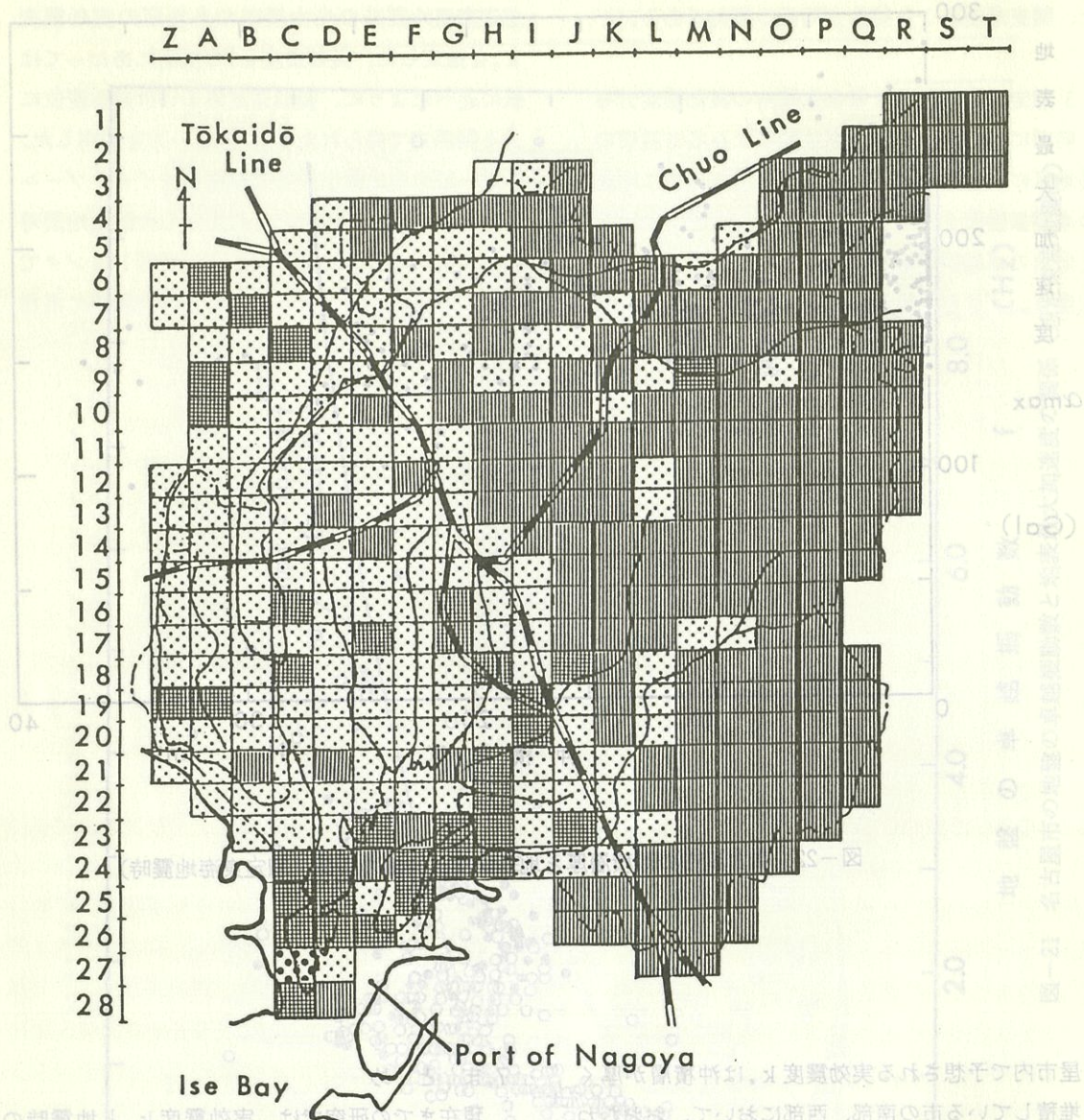


図-23 東海地震を想定した場合の名古屋市の推定実効震度分布

式適用のケーススタディとして、想定東海地震による名古屋市域の地盤応答解析を行い、予想される実効震度のマイクロゾーニングマップを示した。以下に、ここで得られた主な結果を要約して示す。

(1) 今村が示した関東地震時の旧東京市内の実効震度は沖積地盤で0.2内外、洪積地盤で0.1程度であり、地盤が悪いほど震度は大である。これに対して、関東地震を対象とした旧東京市内の地盤応答解析の結果、地表最大加速度 α_{max} は地盤の卓越振動数 f が大なるほど、すなわち、地盤が良好なほど大きくなる傾向を示した。また、地表最大加速度、地盤の卓越振動数はともに沖積層厚が厚いほど小さくなる傾向がみられた。

(2) 応答計算により得られた α_{max} と f を用いた、擬似速度(α_{max}/f)および擬似変位(α_{max}/f^2)と実効震度 k の関係は、沖積層と洪積層に明瞭に区別でき、かつ正の相関があった。したがって、これらの関係を沖積層と洪積層のそれぞれに対して数式化した。これらの関係式を用いる場合、実効震度 k を安全側に見積もるために、擬似速度および擬似変位より得られた k の大きい方を採用することが適切である。

(3) ここで提案した $\alpha_{max} \sim k$ の関係式は地盤の周期特性が考慮されており、この式より得られる実効震度 k は従来の経験的な震度の大きさとほぼ合致し、工学上の実用範囲(現行の設計震度は0.1~0.25)を包含し、強震観測記録と震害との間に矛盾のない値を与える。

(4) 想定東海地震による名古屋市の地盤応答解析の結果、予想される地表最大加速度 α_{max} は300Gal以下であり、地盤の良好な場所ほど α_{max} が増大する傾向を示した。すなわち、市の東部丘陵地帯は200~250Galと予想されるのに対して、地盤条件の悪い臨海部や南部、西

部地区ではおおむね200Gal以下と予想される。

(5) 地表最大加速度 α_{max} と地盤の卓越振動数 f を用いて、名古屋市の各地区の実効震度 k を推定し、このマイクロゾーニングを行った。その結果、市の南部、西部の沖積層が厚く堆積した地区で予想される実効震度の大きさはおおむね0.15~0.2である。これに対して、東部丘陵地帯や中央部の台地では $k=0.1$ 前後であると予想される。ここで示した実効震度のマイクロゾーニングは震害予測、耐震設計ならびに既存の構造物の耐震性の検討などに役立つとともに、どの地区に地震対策の重点を置くべきかを定めるためにも役立つ重要な基礎資料になると考える。

参考文献

- 1) 自然災害総合研究班：地震と災害—研究成果普及版—、pp. 72—75, 1982.
- 2) 佐野利器：家屋耐震構造論、震災予防調査会報告、第83号甲、1918.
- 3) 今村明恒：関東地震調査報告、震災予防調査会報告、第100号甲、1926.
- 4) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報告、Vol.14, No.4, pp.67—111, 1975.
- 5) 上部達生・北島昭一：矢板岸壁地震時被災の分析、港湾技術研究所報告、Vol.18, No.1, pp.67—127, 1979.
- 6) 市原松平・山田公夫：地震時における名古屋市の水道管の相対的危険度、土木学会論文報告集、No.316, pp.51—63, 1981.
- 7) 松尾 稔・板橋一雄・佐々木 康：実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究、土木学会論文報告集、No.343, pp.25—34, 1984.
- 8) 松尾 稔・板橋一雄：斜面および土構造物の

- 耐震性評価に関する研究、土木学会論文集、
No.352, Ⅲ-2, pp.139-147, 1984.
- 9) たとえば、金井 清：地震工学、p.31, 共立
出版、1969.
- 10) 長橋純男・小林啓美：構造物の破壊作用を対
象とした地震動の強さの評価、日本建築学会
論文報告集、No.160, pp.25-34, 1969.
- 11) 岡本舜三：耐震工学、pp.81-83, オーム社、1
974.
- 12) Housner, G.W. : Spectrum Intensities of
Strong-Motion Earthquake, Proc. of the
Symposium on Earthquake and Blast Effect
on Structure, Earthquake Engineering
Research Institute, 1952.
- 13) Neumann, F.: A Broad Formula for Estima-
ting Earthquake Forces on Oscillators,
Proc. of the 2th World Conference on
Earthquake Engineering, pp. 849-858,
1960.
- 14) 河角 広：東京の震害分布と地盤に就いて、
建築雑誌、No.773, pp.8-15, 1951.
- 15) 建設省土木研究所：新耐震設計法（案）、土
木研究資料、No.1185, 1977.
- 16) Schnabel, P.B., J. Lysmer and H.B.Seed:
SHAKE-A Computer Program for Earth-
quake Response Analysis of Horizontally
Layered Sites, Earthquake Engineering
Research Center, Report No. EERC 72-12,
University of California, Berkeley, 1972.
- 17) Seed, H.B. and I.M.Idriss: Characteristic of
Rock Motion during Earthquake, Proc. of
ASCE, SM 5, pp. 1199-1218, 1969.
- 18) Tsuchida, H., Kurata, E., and K. Sudo :
Strong-Motion Earthquake Records on the
1968 Tokachi-oki Earthquake and its
Aftershock, Note of Port and Harbour
Research Institute, No. 80, 1969.
- 19) 矢作 枢・和田克哉・中川誠志・今井常雄：
東京チュウ積地盤の地震時応答の予測、土と
基礎、Vol.12, pp.19-25, 1975.
- 20) Lee, K.L. and E. J. Monge: Effect of Soil
Condition on Damage in the Peru Earth-
quake of October 17, 1966, Bull. Seism.
Soc. Am., Vol.58, pp.937-962, 1968.
- 21) 勝又 護：地震動の最大加速度の推定、地震
時報、Vol.37, No.3, pp.79-87, 1972.
- 22) 金森博雄・安藤雅孝：関東地震の断層モデル、
関東地震50周年論文集、pp.89-101, 地震
研究所、1973.
- 23) 東京都土木技術研究所：東京都の地盤(1)、技
報堂、1977.
- 24) Meyerhof, G. G. : Penetration Test and
Bearing Capacity of Cohesionless Soil, Proc.
of ASCE, SM, Vol. 82, pp. 1-19, 1956.
- 25) Seed, H.B. and I.M. Idriss: Soil Moduli and
Damping Factors for Dynamic Response
Analysis, Report No. EERC 70-10, College
of Engineering, Univ. of California, Berkley,
1970.
- 26) たとえば、大原資生：最新耐震工学、
pp.74-80, 森北出版、1974.
- 27) 石本巳四雄：東京横浜市内10箇所における地
震動加速度観測(1)、地震研究所集報、Vol.12,
pp.234-248, 1934.
- 28) 石本巳四雄：東京横浜市内10箇所における地
震動加速度観測(2)、地震研究所集報、Vol.13,
pp.592-607, 1935.
- 29) 建設省計画局・宮城県編：仙台湾臨海地帯の
地盤、都市地盤調査報告書第10巻、1965.
- 30) 多賀直恒：常時微動計測による名古屋地盤の
震動特性、自然災害資料解析、Vol.6, pp.12-
7-154, 1979.
- 31) 石橋克彦：東海地方に予想される大地震の再
検討、地震予知連絡会会報、Vol.17, No.4,

- 32) 建築学会東海支部・土質工学会中部支部・名古屋地盤調査研究会編：名古屋地盤図、コロナ社、1969。
- 33) 建設省中部地方建設局中部技術事務所：濃尾平野の地盤資料、1978。

- 34) 横尾義貫・坂本 順・多賀直恒・安東 直：地震時における名古屋市域の木造建造物の被害予測に関する調査研究、名古屋市防災会議地震対策専門委員会報告、pp.61 - 63, 昭和50年。



岩石とレオロジー

豊田高等工業専門学校

土木工学科 教授 赤木 知之

調査現場の露頭で、ふと立ち止まらせてくれる大小様々の華麗な褶曲構造を目にすると、まさしく岩は流れるのだという感動を覚えることがある。ぜい性体である岩石も高压下では飴のように延性的になるという事実は実験的にも確かめられているが、常圧下でも地質学的なタイムスケールでは、岩石は大きく粘性流動あるいは塑性流動し、結果として褶曲するものと認められている。所々褶曲構造の一部が小断層で寸断されているのを目にすると、ゆっくり流動している最中にクリープ破壊したのか、あるいは、外力が何かの要因で急激に増加したために耐え切れなくなったのであろうか、などと何万年も前に起こったであろう現象に思いを走せるのである。

筆者は地質学科出身でありながら、岩石のレオロジーを研究する分野に身を置くことになったのは、このようなことが切っ掛けであったかも知れない。大学院で連続体の力学と有限要素法を学び、その応用分野として岩盤力学を選んだことは自然の成り行きであった。辻副理事長から本誌の原稿を依頼されて、何か皆様の実際の現場で役立つような事と懸命に考えたが、浅学の身を思い知らされ、やはり今まで自分が研究して来た事しか書けそうになく、表題のテーマになってしまった。題はソフトにしたつもりであるが、内容はどうしても解析的なことになってしまい、ちょっと難解かも知れないが結構詳細に記述したつもりなので、興味を持たれた方は是非必読する意気込みで読んでいただければ幸いである。

1. まえがき

立地条件の不利な我国にあっては、土木構造物が高度に複雑化しても、結構条件の悪い地盤を対象としなければならない場合が多い。したがって、過去においては、時間に依存した地盤の変形など特に取り上げられることもなかったが、最近では、重要な変形因子として注目される場合が多くなっている。たとえば、盛土地盤の側方流動による既設構造物への影響、あるいは、スクリーミングロック中に掘削されたトンネルの膨張現象、および、覆工土圧の経時増加の問題などは、非常に重要な課題とされ取り組む技術者も増えつつある。これらのメカニズムは、塑性領域の拡大過程として説明することができるが¹⁾、地山の変形特性に時間依存性を付加して取扱う考え方を導入する必要がある^{2)~5)}。また、圧密沈下のような排水過程を根拠とした時間依存変形も、土粒子骨格を弾性とする理論では実際の沈下現象と合わないことが初期の頃から気付いており、単に2次圧密などとして処理されているが、これも土粒子骨格を粘弾性モデルで置き換えることにより解決できる⁶⁾。

土や岩の粘性的性質に起因した地盤構造の時間依存挙動は、他にも問題となる場合が多く、解析的手法によってその予測を行う精力的な研究も行われていると思われるが、これらの挙動の正しい評価のためには、まず第一に土や岩石のレオロジー特性を把握し、その特性を解析的取扱いに便利な形のモデルに反映させることが肝要である。このようなモデルをレオロジーモデルと呼んでいる。

レオとはギリシャ語で流れるという意味であり、

したがって“レオロジー”とは“流動学”と訳すことができよう。レオロジーモデルを基礎とした線形粘弾性理論は、D.R.Blandの書⁷⁾で完成されているが、実際の岩石のレオロジー特性は非線形として扱わなければならない。

本報告では、筆者が行った岩石の室内グリーブ試験結果⁸⁾を整理し、その主要な特性を評価できる非線形レオロジーモデル⁹⁾を提案する。

2. 岩石のレオロジー特性

ビンガム (Bingham) はワシントン近郊の墓地にある上覆式の大理石の基板が約100年間で8 cmもたわんだことを発見した。この石板は長さ180 cm、幅90 cm厚さ5 cmで、死者の名前、命日および経歴が刻まれており、4本の短い柱にささえられたものである。ビンガムはこれを大理石の流動性によるものと考えたが、その流れは定めなく続くものなのか、あるいは停止するものか、また力に比例するものなのか、定量的な試験を実施してみなければならないと考え、実行した。早速大理石のはりを作成し、そのたわみが時間とともに進行する状況を観察し、水に濡らした状態にしておく大理石のたわむ速さが非常に大きくなることを見出した。このことから同じ岩質材料であり建設資材であるコンクリートのクリープに関する認識が高まることになったのである。

一方、パロマ山の200インチ望遠鏡の反射鏡はガラスで作られているが、それはガラスの光学的性質のためではなく、力学的性質によるものである。反射鏡は形の永続性が重要な問題となる。ガラスはほとんど無限に薄い鏡を機械的にささえる役目をしているだけで、その透明性による理由で使われているのではなく、鋼やコンクリートなどに比較してその一般的な鋼性や形の永続性がすぐれているから選ばれたのである。ロード・レイリー (Lord Rayleigh) が行ったガラス板の載荷試験の結果では、1.5年間の観測値からガラスの粘

性係数を

$$\eta = 4.6 \times 10^{20} \text{ ポアズ (poise)}$$

と算定している。

岩石はガラス質の鉱物粒やセメントのような膠結物資で出来ているので、その組合せにより岩石の種類が異なり、様々なレオロジー特性を呈するものと予想される。伊藤¹⁰⁾はBinghamと同じく花崗岩ビーム ($l=210\text{cm}$) に対する長期載荷試験 (スパン中央に22kg) を行い、10年間のたわみの観測結果から広島型花崗岩の粘性係数を

$$\eta = 10^{20} \sim 10^{21} \text{ ポアズ}$$

と算定している。赤木¹²⁾は矢作ダム基礎岩盤のたわみ開始から10年間の変位観測結果を分析し、その岩盤 (領家帯花崗岩) の粘性係数を

$$\eta = 1.1 \times 10^{20} \text{ ポアズ}$$

と求めた。ほぼ同じオーダーで算定されているとしか評価のしようがない。

岩石のレオロジー特性を調べるために、多くの研究者が様々な岩石についてクリープ試験を行っているが、系統的な実験から一般的な特性をまとめるということには、その多様性により多大の困難を伴うので、未だ確立された岩石のレオロジー特性というものは存在しない。ここでは、筆者が実施した凝灰岩のクリープ試験結果についてまとめておく。

3. 神戸層凝灰岩のクリープ試験結果⁹⁾

神戸市須磨区の採石場で採取した神戸層凝灰岩を、直径3 cm、高さ6 cmの円柱に成形し、レバー比1:50のレバー式一軸圧縮クリープ試験機 (最大荷重5 ton) により、恒温恒湿室 (19° ~ 20°C、80~85%) において試験した結果を以下に示す。なお、載荷応力は一軸圧縮強度の10~72%の範囲で7種類。載荷時間はそれぞれ異なり7~131時間。クリープひずみは、十字の箔ゲージを2箇所貼り付け、デジタル自動ひずみ測定器およびデジタルタイマーを用いて測定された。

表-1は凝灰岩試料の物理定数をまとめたものである。表-2にはクリープ試験の内容をまとめている。

表-1 凝灰岩の物理特性

一軸圧縮強度 (σ_s)	735kgf/cm ² (7個平均)
ヤ ン グ 率 (E)	—
湿 潤 密 度 (ρ_t)	1.85tf/m ³
比 重 (Gs)	2.376
含 水 比 (w)	5.7%

表-2 試 験 内 容

試料番号	載荷応力 (σ) kgf/cm ²	σ / σ_s	載荷時間 hr	瞬間ひずみ $\times 10^{-6}$	載荷7時間後のひずみ $\times 10^{-6}$
A-6	75.7	0.10	8	875	929
A-4	150.4	0.20	11	1843	2046
A-1	236.8	0.32	8	2979	3452
A-3	336.7	0.46	12	4150	4818
A-2	414.8	0.56	63	5425	6492
A-2'	420.9	0.57	30	5620	6470
A-5	451.0	0.61	131	6135	7830
A-6'	529.9	0.72	7	7938	11642

同表には載荷瞬間 ($t=1$ 秒) の応答ひずみと載荷後7時間のひずみ値を載せたが、載荷後の連続的なひずみの変化を示したいいわゆるクリープ曲線を対数時間に対して示したのが図-1である。載荷応力レベルの高いクリープ曲線程、ひずみの増加率が大きく、また一軸圧縮強度の56%の応力 ($0.56\sigma_s$) 以下の応力では、その増加率がある時間経過すると減少してひずみまがある値に収束する傾向を示している。ところが $0.61\sigma_s$ 以上ではひずみの増加率がどんどん大きくなり、 $0.72\sigma_s$ のクリープ曲線では $t=420$ 分でクリープ破壊現象を示している。

クリープひずみの載荷応力に対する非線形性を調べるために、各応力に対する $t=0$ 、 $t=30$ 分および $t=420$ 分のクリープひずみを示したのが、図-2の等時応力-ひずみ曲線である。載荷応力が大きい程クリープひずみの増加が大きく、結果として非線形の応力-ひずみ曲線となってい

ることがわかる。さらに、経過時間に対するクリープひずみの非線形性の変動を調べるために図-3を示す。同図は各載荷応力におけるクリープひずみを、載荷応力が $0.2\sigma_s$ におけるそれぞれ等しい経過時刻でのひずみで割った値を各時間に対してプロットしたものである。したがって、もしクリープひずみが応力に対して線形であれば、同図の値は全て1.0となるはずである。結果では、 $0.46\sigma_s$ まではほぼ1.0付近の値となっており、経時的にも変動なく一定値となっている。しかし、載荷応力が $0.56\sigma_s$ 以上のクリープ曲線では1.0よりかなり大きな値となり、それも経時的に増大して顕著な非線形性を示していることがわかる。

図-4はポアソン比の変化を示したものである。載荷応力が大きくなるとポアソン比の値は大きくなり、 $0.61\sigma_s$ の応力では経時的にも増大している。凝灰岩のポアソン比は普通 $\nu=2.0$ 程度はあると思われるが、本実験では供試体が6cmと短く、試

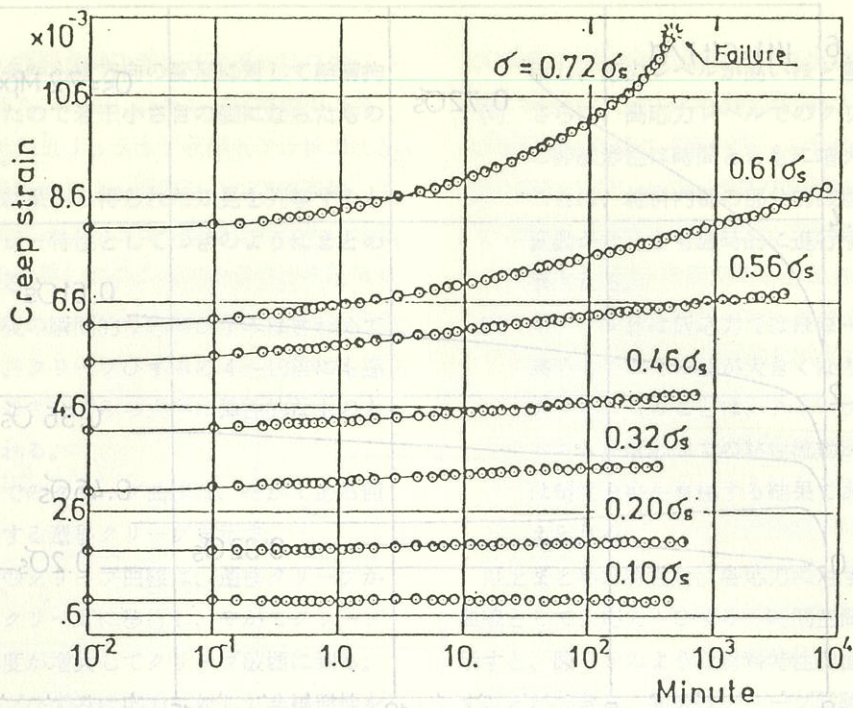


図-1 実験クリープ曲線

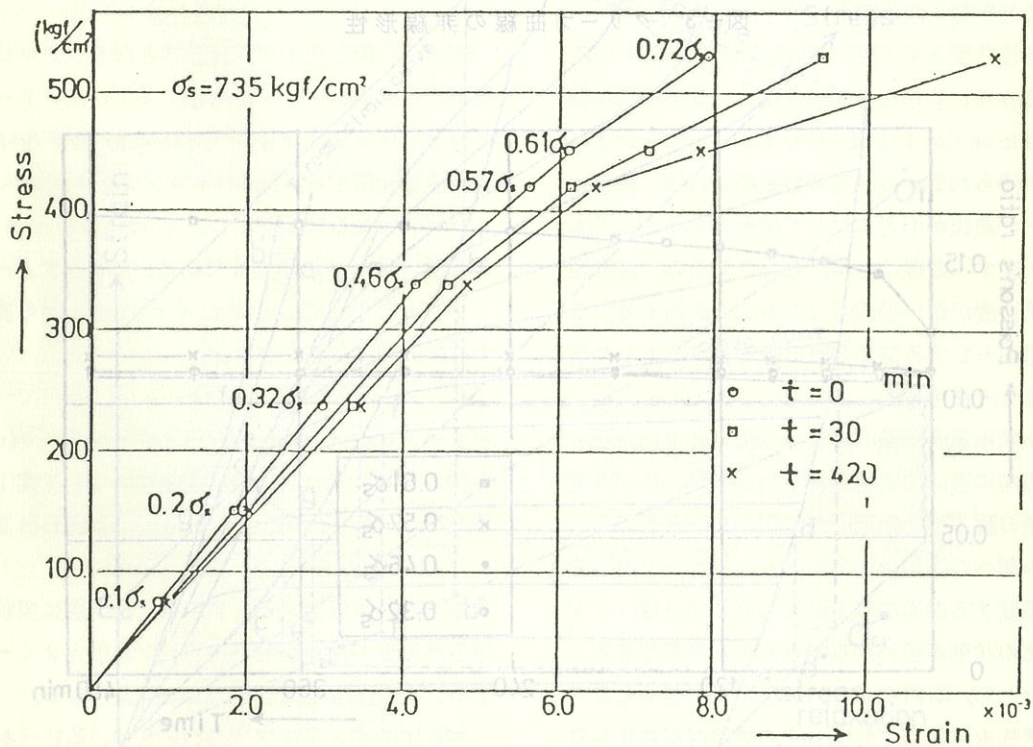


図-2 等時応力-ひずみ曲線

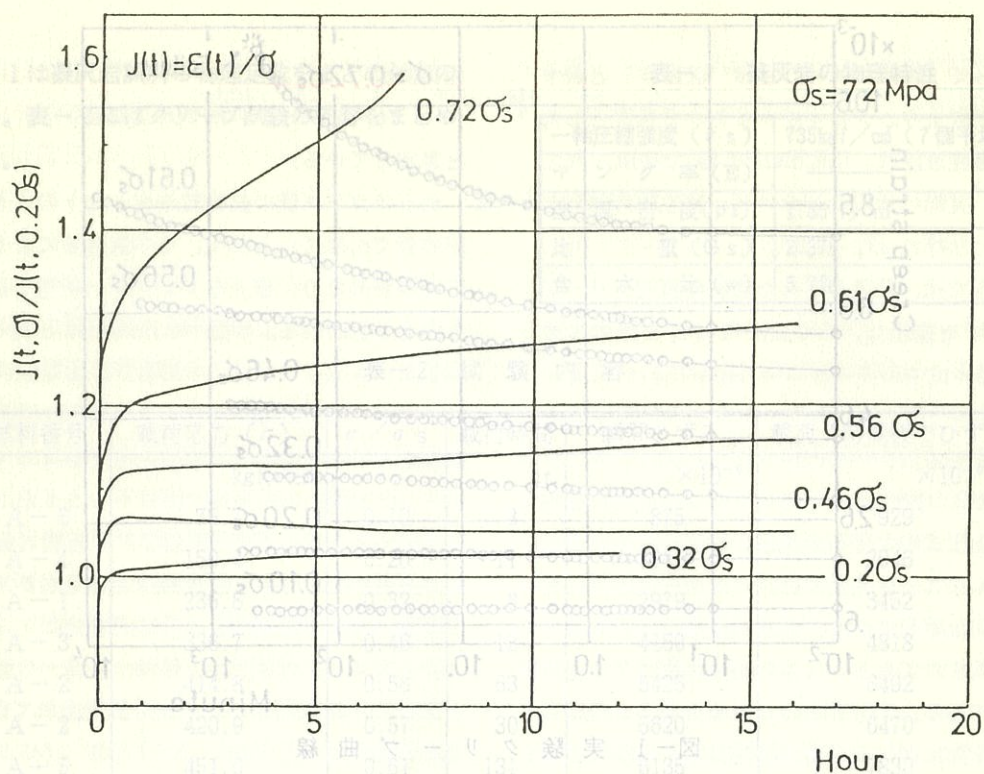


図-3 クリープ曲線の非線形性

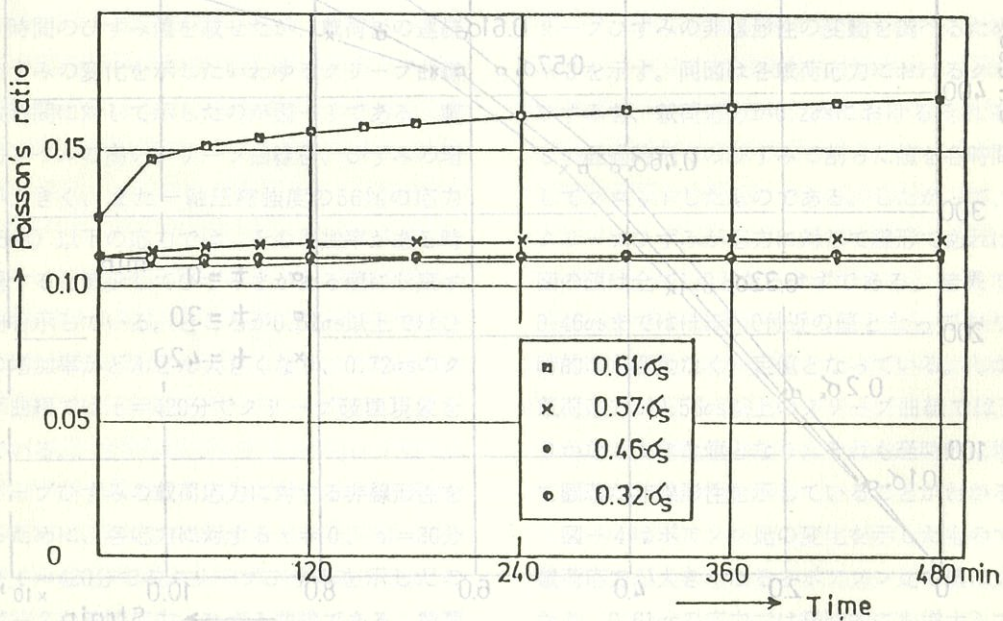


図-4 ポアソン比の経時変化

試験時の端面条件も横方向の変形に対して結構拘束が大きかったので若干小さ目の値になったものと考えられる。

以上の実験結果から得られた知見を列挙すると、岩石のレオロジー特性としてつぎのようにまとめることができる。

- (i) 载荷直後の瞬間的な応答ひずみはきわめて大きく、クリープひずみの4~10倍にも達する。このひずみの大半は弾性的なものと考えられる。
- (ii) 低応力でのクリープ曲線は、やがてある値に収束する遷移クリープを示す。
- (iii) 高応力のクリープ曲線は、遷移クリープから定常クリープに移行し、やがてクリープ変形速度が増大してクリープ破壊に到る。
- (iv) クリープひずみは応力に対して非線形性を

示し、応力レベルが高いほど顕著になる。

- (v) さらに、高応力レベルでのクリープひずみの非線形性は時間とともに増大する。このことは、材料内部の部分的破壊が、応力の変動がなくとも経時的に進行するものと推察される。
- (vi) ポアソン比は低応力ではほぼ一定となるが、高応力ではその値が大きくなり経時的に増大する。このことは、クリープ変形のメカニズムが低応力での粘性流動から高応力では塑性流動が卓越する結果であるものと考えられる。

以上まとめた特性を、各応力に対するクリープ曲線として、応力-ひずみ-時間空間にまとめて示すと、図-5のような材料特性曲面として表わすことができる。同図はクリープ試験結果だけか

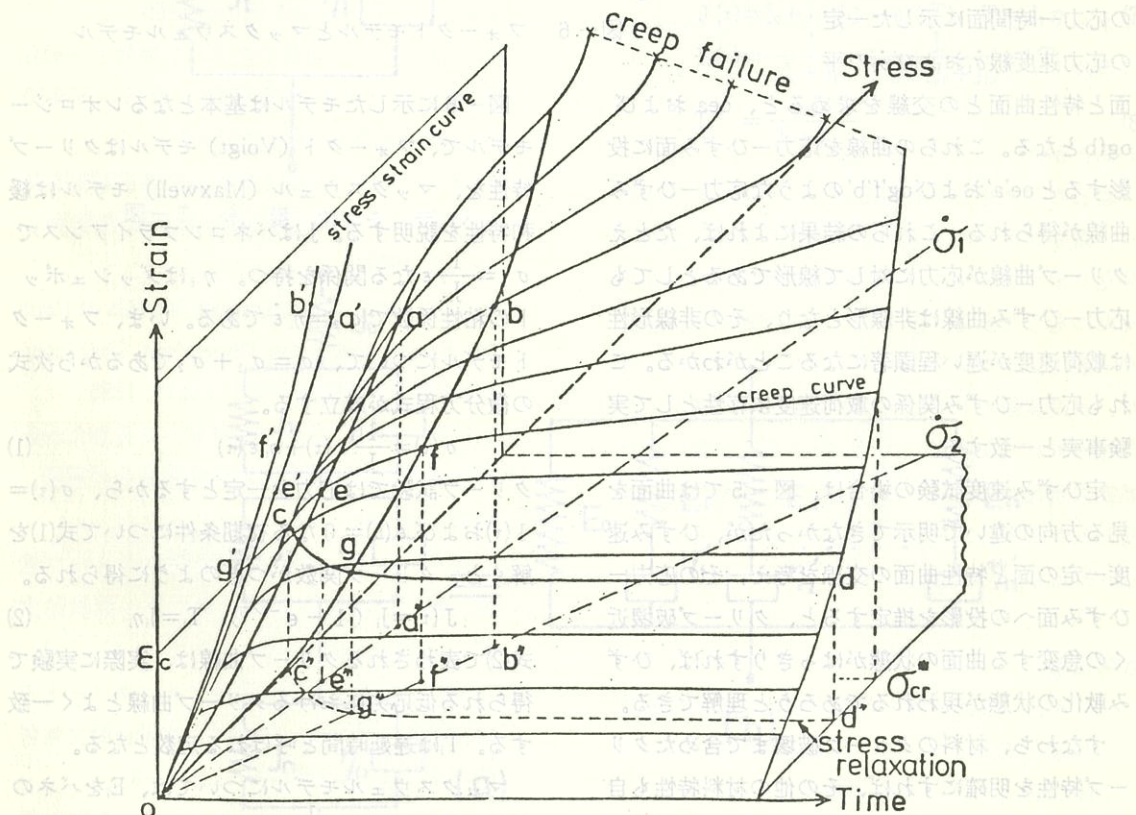


図-5 応力-ひずみ-時間関係曲面

ら作られたものであるが、この特性曲面は岩石のクリープ以外の特性も説明することができる。たとえば、あるひずみ一定の面とこの特性曲面との交線を応力-時間面に投影すると、その曲線は応力緩和曲線を表すことになる。図では、一定ひずみ ϵ_c の面と特性曲面との交線が cgd 、その応力-時間面への投影が $c''g''d$ として示されている。

$c''g''d$ として表わされた応力緩和曲線は、実際の材料における応力緩和実験結果¹³⁾と比較しても定性的に正しい。

また、材料の特性表示として最も一般的な応力-ひずみ関係は、定载荷速度試験あるいは定ひずみ速度試験から得られるので、たとえば、図中の応力-時間面に示した一定の応力速度線 $\dot{\sigma}_1$ および $\dot{\sigma}_2$ の平面と特性曲面との交線を求めると、 oea および $ogfb$ となる。これらの曲線を応力-ひずみ面に投影すると $oe'a'$ および $og'f'b'$ のような応力-ひずみ曲線が得られる。これらの結果によれば、たとえばクリープ曲線が応力に対して線形であるとしても応力-ひずみ曲線は非線形となり、その非線形性は载荷速度が遅い程顕著になることがわかる。これも応力-ひずみ関係の载荷速度依存性として実験事実と一致する。

定ひずみ速度試験の場合は、図-5では曲面を見る方向の違いで明示できなかったが、ひずみ速度一定の面と特性曲面の交線を考え、その応力-ひずみ面への投影を推定すると、クリープ破壊近くの急変する曲面の状態がはっきりすれば、ひずみ軟化の状態が現われるであろうと理解できる。

すなわち、材料のクリープ破壊まで含めたクリープ特性を明確にすれば、その他の材料特性も自然に説明できることが分かる。クリープ特性はレオロジーモデルによって表示するのが簡明である。

4. レオロジーモデルとその特性関数

先の実験事実によれば、岩石のクリープ特性は応力に対して非線形であるとしなければならないが、低応力ではほぼ線形とも見なせるし、また非線形のモデルを開発するとしてもまず線形のモデルが基本となるので、ここでは線形のレオロジーモデルについて詳細に論じる。

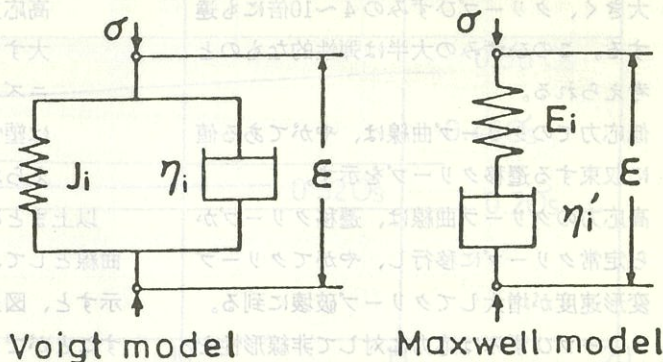


図-6 フォクトモデルとマックスウェルモデル

図-6に示したモデルは基本となるレオロジーモデルで、フォクト (Voigt) モデルはクリープ特性を、マックスウェル (Maxwell) モデルは緩和特性を説明する。 J_i はバネコンプライアンスで $\sigma_i = \frac{1}{J_i} \epsilon$ なる関係を持つ。 η_i はダッシュポットの粘性係数で $\sigma_2 = \eta_i \dot{\epsilon}$ である。いま、フォクトモデルについて、 $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$ であるから次式の微分方程式が成立する。

$$\sigma(t) = \frac{1}{J_i} \epsilon(t) + \eta_i \dot{\epsilon}(t) \quad (1)$$

クリープ試験では応力を一定とするから、 $\sigma(t) = 1(t)$ および $\epsilon(0) = 0$ なる初期条件について式(1)を解くと、クリープ関数がつぎのように得られる。

$$J(t) = J_i (1 - e^{-t/T_i}), \quad T_i = J_i \eta_i \quad (2)$$

式(2)で表わされるクリープ曲線は、実際に実験で得られる低応力におけるクリープ曲線とよく一致する。 T_i は遅延時間と呼ばれる定数となる。

マックスウェルモデルについては、 E_i をバネの弾性率として $\epsilon_i = \frac{1}{E_i} \sigma$ 、 η_i' をダッシュポット

の粘性係数として $\dot{\epsilon}_2 = \frac{1}{\eta_1} \sigma$ であるから、
 $\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2$ として次の微分方程式が成立する。

$$\dot{\epsilon}(t) = \frac{1}{E_i} \dot{\sigma}(t) + \frac{1}{\eta_1}, \quad \sigma(t) \quad (3)$$

緩和試験ではずみを一定とするから、 $\epsilon(t) = 1(t)$
 および初期条件 $\sigma(0) = E_i \epsilon(0)$ について式(3)を解く
 と、緩和関数がつぎのように得られる。

$$E(t) = E_i e^{-t/T_1'}, \quad T_1' = \eta_1' / E_i \quad (4)$$

式(4)で表わされる緩和曲線は、実験的に得られる
 緩和曲線とよく一致する。 T_1' は緩和時間と呼ば
 れる定数である。

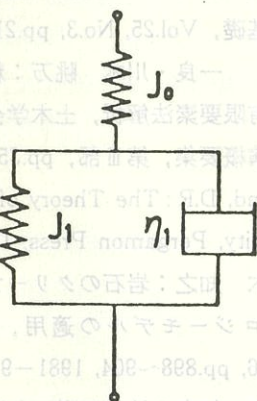


図-7 3要素モデル

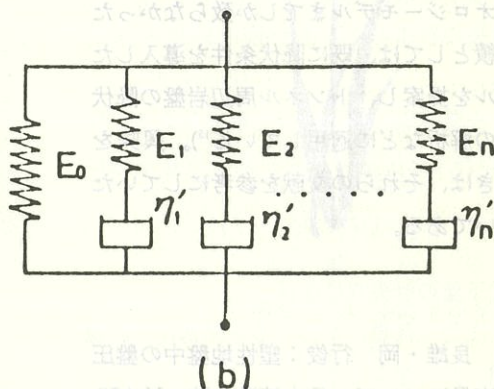
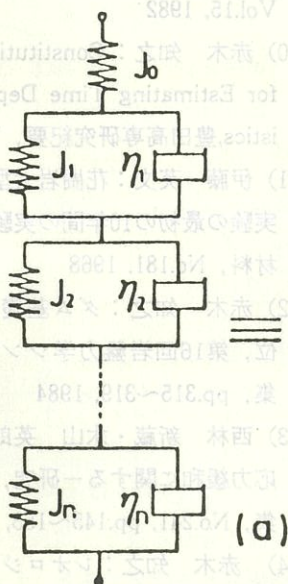


図-8 一般化モデル

ところが、これらのモデルでは実際のレオロ
 ジー特性の半しか説明できないことに注意しな
 なければならない。たとえば、フォークトモデルの
 式(1)に $\epsilon(t) = 1(t)$ を入力して応力について解くと
 つぎのような緩和関数が得られるが、

$$E(t) = \frac{1}{J_i} + \eta_i \delta(t) \quad (5)$$

式(5)は応力緩和を示さない。また、マックスウェ
 ルモデルからクリープ関数を誘導すると

$$J(t) = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{\eta_i'} t \quad (6)$$

となって、式(6)では実際のクリープ挙動を説明で
 きない。

そこで、一つのモデルで一般的なレオロジー特
 性を説明できるものとして、図-7に示す3要素
 モデルが考案された。先と同じ方法で成立する微
 分方程式を解くと、次式のようなクリープ関数お
 よび緩和関数が得られる。

$$J(t) = J_0 + J_1 (1 - e^{-t/T_1}), \quad T_1 = J_1 \eta_1 \quad (7)$$

$$E(t) = \frac{1}{J_0 + J_1} + \frac{J_1}{J_0 (J_0 + J_1)} e^{-t/T_1}$$

$$T_1' = \frac{J_0 J_1}{J_0 + J_1} \quad (8)$$

また、同じ微分方程式を、一定の載荷速度%について解くと、

$$\varepsilon = [J_0 + J_1 \{1 - \frac{T_1}{t} (1 - e^{-t/T_1})\}] \sigma \quad (9)$$

なる応力-ひずみ関係式がえられる。式(9)は時間の経過とともにひずみが増大するので応力-ひずみ曲線は見掛け上非線形になり、載荷速度が遅い程その非線形性は顕著になることを示している。

さらにモデルの一般性を加味するために考えられたのが図-8に示した一組の一般化モデルである¹⁴⁾。これらは互に等価であるので都合によってどちらを用いても良い。これらのモデルも応力に対して線形であるが、考え方として応力に依存してモデルの要素数が増加するものとすれば、それは実際の材料の非線形現象のメカニズムとも合致し、合理的に材料の非線形特性を評価できる。問題はその要素の増加を促す降伏条件を如何に導入するかであるが、そのテーマについては別の機会に解説することとしたい。

5. あとがき

岩石のレオロジー特性について解説するとともに、筆者が行ったクリープ実験結果から、必要十分なレオロジーモデルの具体的な像を浮かび上がらせたつもりである。限られた紙数の関係で、線形の一般化レオロジーモデルまでしか致らなかったが、研究実績としては、既に降伏条件を導入した非線形モデルを提案し、トンネル周辺岩盤の降伏域拡大過程の解析などに適用している¹⁵⁾。興味を持たれた向きは、それらの文献を参考にしていたければ幸いである。

参考文献

- 1) 平松 良雄・岡 行俊：塑性地盤中の盤圧現象と支保について、日本鉱業会誌 Vol.73, No.826, pp.215~220, 1957-4
- 2) Akagi, T., Ito, Y. and M. Irobe: Viscoel-

astic analysis about deformation of weak ground, Numerical Methods in Geomechanics, ASCE, pp.639~649, 1976

- 3) 桜井 春輔：粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工について、土木学会論文報告集, No.181, pp.77~89, 1970-9
- 4) 村山 朔郎・藤本 徹：粘弾性地山内の応力緩和による円形トンネルの覆工土圧、土木学会論文集, No.181, pp.93~106, 1972-9
- 5) 斎藤 二郎・藤原 紀夫・吉岡 尚也：有限要素によるシールド外周地盤の挙動解析、土と基礎, Vol.25, No.3, pp.21~26, 1977
- 6) 原 一良・川本 眺万：粘弾性圧密に対する有限要素法解析、土木学会第27回年次学術講演概要集, 第Ⅲ部, pp.35~38, 1972
- 7) Bland, D.R.: The Theory of Linear Viscoelasticity, Pergamon Press, 1960
- 8) 赤木 知之：岩石のクリープ特性と一般化レオロジーモデルの適用, 材料, Vol.30, No.336, pp.898~904, 1981-9
- 9) 赤木 知之：地盤工学における非線形粘弾性問題の一解析法, 豊田高専研究紀要, Vol.15, 1982
- 10) 赤木 知之：Constitutive Models of Rock for Estimating Time Dependent Characteristics, 豊田高専研究紀要, Vol.18, 1985
- 11) 伊藤 英文：花崗岩大型ビーム長期たわみ実験の最初の10年間の実験結果とその解析, 材料, No.181, 1968
- 12) 赤木 知之：ダム基礎岩盤のクリープ変位, 第16回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.315~319, 1984
- 13) 西林 新蔵・木山 英郎：コンクリートの応力緩和に関する一研究, 土木学会論文報告集, No.241, pp.145~153, 1975-9
- 14) 赤木 知之：レオロジーモデルの取り扱い方に関する若干の考察, 土木学会論文報告



圧密沈下量算定式についての一考察

東邦地水協

地質調査部 地質調査課 玉 腰 幸 士

1. はじめに

最近、資料の保存および設計がマイコンによって盛んに処理されるようになってきた。

土質試験結果より圧密沈下量を求める場合は、圧縮指数 C_c 、間隙の差 $(e_0 - e_1)$ 及び体積圧縮係数 m_v のいずれかを用いて算出するのが一般的である。

この内、土質試験結果一覧表では圧密沈下量を算定する定数として圧縮指数 C_c のみ記入しており、他の方法で圧密沈下量を算定することは不可能である。

これは、圧密圧力と間隙比の関係が、片対数グラフで曲線と直線で得られる ($e \sim \log P$ 曲線) 為に、土質試験一覧表に表示する事ができない為である。

同様に、体積圧縮係数 m_v も圧密圧力と不規則に変化する為に、一覧表に表示する事ができない。

土質試験結果をコンピューター等で管理する場合、図を管理する事は困難である事から、土質試験結果一覧表の数値をそのまま用いるのが一般的である。

従って、土質試験一覧表に少し手を加えて、圧縮指数 C_c 以外でも圧密沈下量を算出できる様に考えてみた。

2. 圧密沈下量の計算式の関係

圧密層に圧力 (荷重) が加わると間隙比 (間隙率) は時間と共に減少する。

今、上載圧力 P がもと値 P_0 から ΔP だけ増加した事により、間隙比が e_0 から Δe (間隙率が Δn) だけ減少したとすれば、この時 P が単位量

だけ増えたことによる間隙率の割合は次の様になる。

$$m_v = -\frac{\Delta n}{\Delta P} \quad \dots\dots\dots ①$$

圧密層厚を H として上載圧力が P_0 から ΔP だけ増えたとすると沈下量 S は

$$S = H \cdot \Delta P \cdot m_v \quad \dots\dots\dots ②$$

①式で初期間隙比を e_0 として、圧縮係数 a_v との関係は

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \dots\dots\dots ③$$

$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P}$ を③式に代入して (a_v : 圧縮係数)

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta P} \quad \dots\dots\dots ④$$

②式に④式を代入して

$$S = H \cdot \Delta P \cdot \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta P} \\ = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \dots\dots\dots ⑤$$

$\Delta e = e_0 - e_1$ とすれば

$$S = H \cdot \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad \dots\dots\dots ⑥$$

又、片対数グラフに示される圧密曲線 ($e \sim \log P$ 曲線) において、直線部となる領域において Δe は

$$\Delta e = e_0 - e_1 = C_c \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad \dots\dots\dots ⑦$$

⑦式を⑥式に代入して

$$S = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad \dots\dots\dots ⑧$$

以上の如くとなり、沈下量を求めるには②式、⑥式及び⑧式の3つの計算式が得られる。式の誘導過程で分かる通り、本来どの式を用いても同じ値が得られるはずである。しかし、 m_v 、 e_0 等の

各値の決め方にそれぞれ曖昧な点があって、得られた値は必ずしも一致しないのが一般的である。

以上の如く、圧密計算では間隙比と圧密圧力との関係が得られれば、全ての圧密計算が可能となる。

3. $e \sim \log P$ 曲線について

圧密試験における $e \sim \log P$ 曲線は片対数グラフで示され、曲線で始まり、圧密降伏応力 P_c 付近より直線となる。

この直線の部分の特性式は、間隙比を e 、圧力を P とすれば⑨式となる。

$$e = a - b \log P \quad \dots\dots\dots ⑨$$

⑨式で $P = 1$ (kgf/cm²) とすれば

$$e = a - b \log 1$$

$$e = a \quad \dots\dots\dots ⑩$$

又、⑨式で

$P = 10$ (kgf/cm²) とすれば

$$e = a - b \log 10$$

$$e = a - b \quad \dots\dots\dots ⑪$$

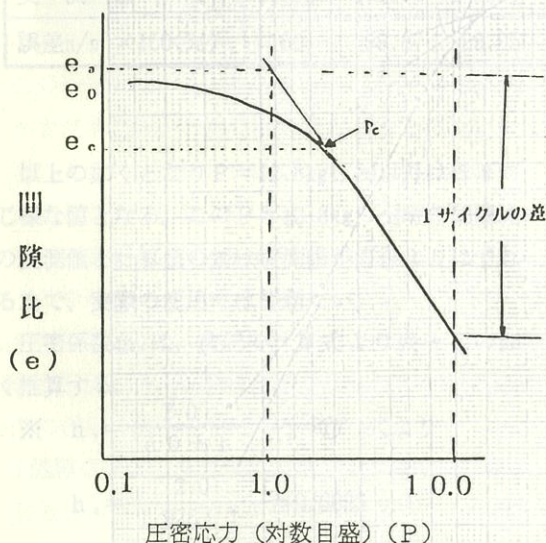


図-1

つまり、傾度 b は片対数グラフの 1 サイクルの差となり、 b は圧縮指数 C_c に置き換える事ができる。又、 a は⑩式より $\log P = \log 1$ の時の e の値である。

この e を図-1 の様に求め、 e_s としてそれぞれ⑨式に代入すれば、下式になる。

$$e_1 = e_s - C_c \log P \quad \dots\dots\dots ⑫$$

圧密降伏応力前の曲線の部分は、片対数グラフで曲線となるが、正数グラフではほぼ直線となる為、間隙比 e と圧密圧力 P の一次式として求める。

これを式にすれば

$$e_2 = e_0 - \frac{e_0 - e_c}{P_c} P \quad \dots\dots\dots ⑬$$

圧密沈下量 S を求める場合、圧密降伏応力 P_c 前は⑬式で e_2 を求め、圧密降伏応力後は⑫式で求めて、 $\Delta e = e_2 - e_1$ として⑥式で算出する。

4. 体積圧縮係数 m_v について

体積圧縮係数 m_v は、前記の $e \sim \log P$ 曲線の⑫式及び⑬式より、それぞれの圧密圧力 P 、間隙比 e より求める。

$$m_v = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{1}{\Delta P} \quad \dots\dots\dots ⑭$$

ΔH : 圧密量の増分

ΔP : 圧密荷重の増分

H : 平均高さ

これを求めるには

$$f_0 = \frac{h_0}{h_s} \quad \dots\dots\dots ⑮$$

$$e_0 = f_0 - 1 \quad \dots\dots\dots ⑯$$

f_0 : 圧密前の体積比

h_0 : 供試体の初期高さ

e_0 : 間隙比

h_s : 供試体中の土粒子全体積を断面積

で割った土粒子の実質高さ

従って、⑮式は

$$h_s = \frac{h_0}{e_0 + 1} \quad \dots\dots\dots ⑰$$

h_0 を 2.00cm として

$$h_s = \frac{2.0}{e_0 + 1} \dots\dots\dots (17')$$

各圧密時の体積比は

$$f_n = \frac{h_n}{h_s} \dots\dots\dots (18)$$

f_n : n 番目の荷重段階の圧密終了時の体積比

h_n : n 番目の荷重段階による圧密終了時の供試体の高さ

$$e_n = f_n - 1 \dots\dots\dots (16')$$

各圧密段階の間隙比 e_n より、 h_n は (18) 式に (16') 式を代入して

$$h_n = (e_n + 1) h_s \dots\dots\dots (19)$$

(19) 式に (17') を代入して

$$h_n = \frac{2.0 (e_n + 1)}{e_0 + 1} \dots\dots\dots (20)$$

(20) 式より、それぞれ圧密圧力 P_n 時の h_n 及び、圧密圧力 P_{n+1} 時の h_{n+1} を求めれば

試料番号	採取深さ	液性限界 w_0 %	初期体積比 f_0	初期間隙比 e_0	圧縮指数 c_0	圧密降伏応力 p_0 kgf/cm ²	記号
Na1, T-10	20.5m~21.2m	81.2	2.926	1.926	1.21	2.4	
Na							
Na							
Na							

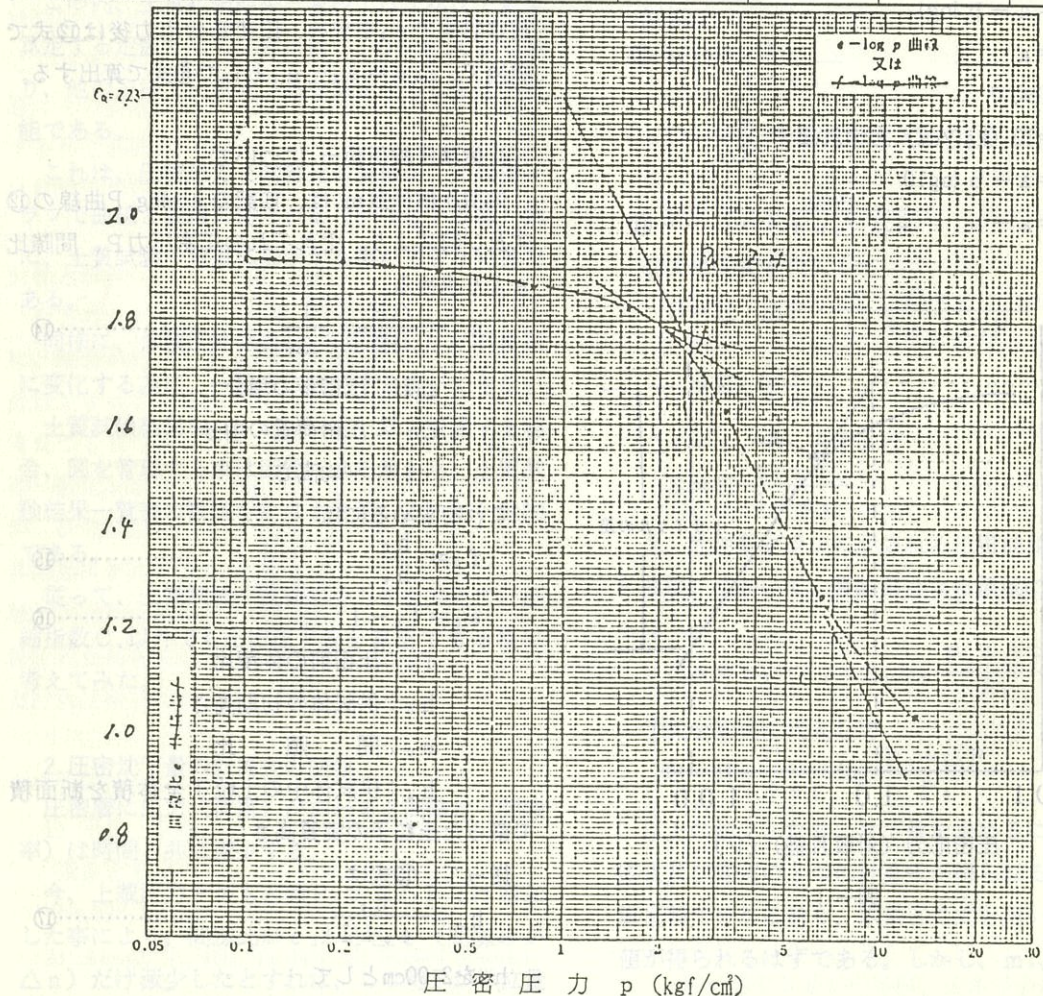


図-2

$$\Delta H = h_n - h_{n+1} \quad \cdots \cdots \cdots \textcircled{21}$$

$$\bar{H} = \frac{1}{2} (h_n + h_{n+1}) \quad \cdots \cdots \cdots \textcircled{22}$$

$$\Delta P = P_n + 1 - P_{n+1} \quad \cdots \cdots \cdots \textcircled{23}$$

この②①式、②②式及び②③式より②④式に代入して、
体積圧縮係数 m_v を求める。

5. 計 算 例

計算例として、土試験法（土質工学会）の測定
例で求めてみる。

図-2より、圧密降伏応力後の直線部をのぼし
て $P = 1$ (kgf/cm²) に対する間隙比 e_s を求めれ
ば $e_s = 2.23$ となる。又、斜度は $C_s = 1.21$ である
から、この直線部は、

$$e_s = 2.23 - 1.21 \log P \quad \cdots \cdots \cdots \textcircled{24}$$

この直線部前は、圧密降伏応力 P_c の間隙比 e_c
から初期間隙比までの間隙比と圧密圧力との一次
式として求める。

圧密降伏応力 P_c 時の間隙比は、②④式に圧密伏
応力 $P_c = 2.4$ 代入して間隙比 e_c を求める

$$e_c = 2.23 - 1.21 \log 2.4 \\ \approx 1.770$$

従って、②③式に初期間隙比1.926、 $P_c = 2.4$ と
上記の e_c を代入して

$$e_z = 1.926 - \frac{1.926 - 1.770}{2.4} P \quad \cdots \cdots \cdots \textcircled{25}$$

$$= 1.926 - 0.065 P \quad \cdots \cdots \cdots \textcircled{26}$$

圧密降伏応力 P_c 前の間隙比を②⑤式で、それ以
降は②⑥式を用いて計算値と実測値を対比すれば次
のようになる。

表 - 1

圧密圧力 (kg/cm ²)	0	0.1	0.2	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	12.8
実 測 値 n	1.926	1.917	1.912	1.896	1.868	1.827	1.624	1.269	1.035
実 測 値 n'	1.926	1.9195	1.9130	1.9000	1.8740	1.8220	1.6188	1.2545	0.8903
誤差 $n/n' \times 100(\%)$	100	99.87	99.95	99.80	99.68	100.27	100.32	101.16	116.25

以上の如くとなり $P = 12.8$ kgf/cm²以外はほぼ同
じ様な値となる。この $P = 12.8$ kgf/cm²時の間隙比
の実測値と計算値の差は実測値が直線よりはずれ
る為で、実際の使用には問題ない。

圧密係数 m_v は、前記の計算式より表-2の如
く推算する。

$$\ast h_s = \frac{2.0}{e_{0+1}} \quad \cdots \cdots \textcircled{27} \text{ 式より}$$

$$h_s = \frac{2.0}{1.926 + 1} \approx 0.6835$$

これを、実測例の如く $P_n = \frac{1}{2} (P_{n-1} + P_n)$ で図示すれば、図-3の様になる。

以上の如く、圧密降伏応力前は平均値的になる

が、圧密降伏後はかなり実測値に近い値となる。

6. 結 び

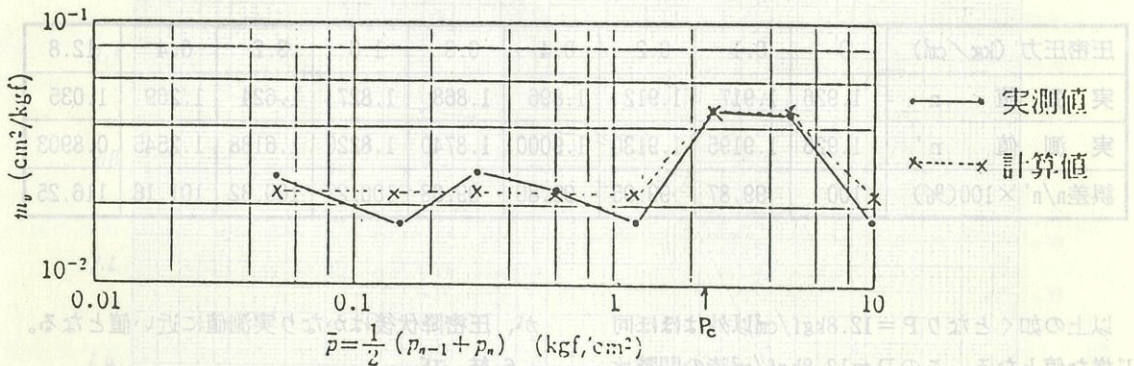
圧密試験で得られる $e \sim \log P$ 曲線で圧密降伏応
力後の直線が $P = 1$ kgf/cm²となる時の e の値 e_s
を組み入れることで、前記した3例の圧密沈下計
算が可能となる。

これには、圧密降伏応力前データから間隙比と
圧密圧力との関係を一次式として求めるため、体
積圧縮係数 m_v は平均値的な値となる。しかし、
圧密降伏応力前は沈下量が極めて小さい事から、
実際の圧密沈下量との差も非常に小さなものと考
えられる。

e_s 値の決定は読み取る個人誤差がなくなるば

表 - 2

圧 力		間隙比	体積比 $f=e+1$	供試体 の高さ $H=f \cdot h_s$	圧密度 ΔH	平均供試体 高 さ H	圧縮ひずみ $\epsilon=100\Delta H/H$	m_v $m_v=\epsilon/100/\Delta P$
P	ΔP							
0	0.1	1.926	2.926	2.00	0.0044	1.9978	0.220	2.20×10^{-2}
0.1		1.9195	2.9195	1.9956				
0.2	0.1	1.9130	2.9130	1.9911	0.0045	1.9934	0.226	2.26×10^{-2}
0.4	0.2	1.9000	2.9000	1.9822	0.0089	1.9867	0.448	2.24×10^{-2}
0.8	0.4	1.8740	2.8740	1.9645	0.0177	1.9734	0.897	2.24×10^{-2}
1.6	0.8	1.8220	2.8220	1.9289	0.0356	1.9467	1.829	2.29×10^{-2}
3.2	1.6	1.6188	2.6188	1.7900	0.1389	1.8595	7.470	4.67×10^{-2}
6.4	3.2	1.2545	2.2545	1.5410	0.2490	1.6655	14.950	4.67×10^{-2}
12.8	6.4	6.8903	1.8903	1.2921	0.2489	1.4166	17.570	2.75×10^{-2}



かりか、圧密沈下量および $e \sim \log P$ 曲線をコンピュータ管理する事が可能となる。

参考文献

酒井ら： $e - p$ 曲線の整理方法（その 4）第 24 回
土質工学研究発表会 1989

土質工学会編：土質調査試験結果の解決と適用例
（昭和 59 年）

土質工学会編：土と基礎実用数式・図表の解説
（昭和 51 年）

土質工学会編：土質試験法
（昭和 54 年）

道路法面の防災設計と砂岩脈の保存について

梶谷エンジニア株式会社

土木設計部 森 哲 雄

1. はじめに

一般国道247号が、愛知県知多郡南知多町大字豊浜地内を走る部分(図-1参照)は、知多半島の先端の伊勢湾に面した侵食崖の崖下に構築された盛土道路である。

知多半島南部は丘陵性山地部であり、標高100m前後の低山が広がる。斜面勾配は全般にかなり急で、自然斜面でも45°近い急勾配をなしている。

図-1の設計地点の斜面は全般に斜面角50°以上の急崖をなしており、山頂部は定標高性をなす海岸段丘面に相当している。

また地質は、第三紀中新世に堆積した師崎層群が主体をなし、崖面には砂岩層と泥岩層の互層が露出している。

この崖面で最も特異的な地質現象は、幅50cm程の細粒砂岩(半固結)の『砂岩脈』の存在である。この砂岩脈は古くから知られているが、師崎層群がまだ半固結～未固結な状態のときに発生した地震によって、下位の未固結な砂層が流動化し、噴砂現象を生じた時の跡とされており、学術的・地質教材的にも貴重な存在である。(写真-1参照)

この部分の道路の切土法面はネットを覆っただけの防災施設しか施されておらず、今までに10数個の砂岩層の落石が確認されており、現況のままでの供用は道路の防災上危険な状態にある。このため、道路の防災を目的とした法面の対策設計と砂岩脈の保存という、いわば相反する目的の施設が必要となった。

最近、これらの施設の設計を担当する機会を得たのでここにその概要を報告する。



図-1 位置図

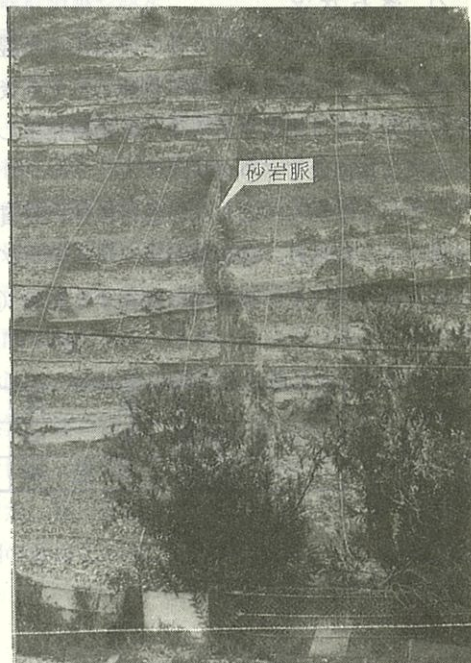


写真-1 砂岩脈

2. 法面の崩壊機構

1) 法面状況

現況斜面は、写真-2に見るように45~70°の急斜面（自然法面および切土斜面）であるが、泥岩の剝離・剝落が顕著で砂岩層が突出した状態で、オーバーハングになっている箇所が少なくない。



写真-2 斜面全景

2) 落石状況

泥岩層の剝落は岩片自体の表層部の吸湿乾燥の繰返しにより泥岩の片理が剝離し、その後の風雨の影響により剝落するもので、常時発生しているが崩落規模はごく小さい。

しかしながら、これらの進行に伴い硬質な砂岩層の下が削られ、砂岩層がオーバーハング状になる。その突出長が砂岩内に潜在する節理（縦亀

斜面崩壊としては、切土斜面部の泥岩層の剝離が常時発生しているが、この崩落規模はごく小さく、これらの崩壊による災害の危険性は極めて少ないものと判断される。問題となるのは、オーバーハング部の砂岩層の岩塊の落石である。図-2に斜面の模式図と泥岩層の剝落および砂岩層の落石の機構を示す。

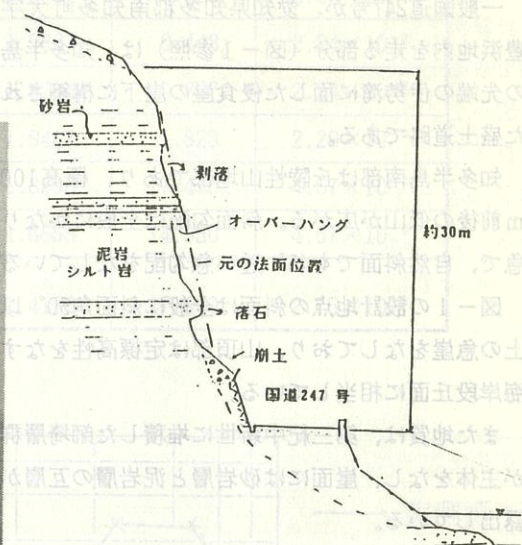


図-2 斜面模式図および崩壊機構

裂）間隔程度まで至ったときに比較的大きな岩塊となって落石する。

したがって、落石規模は節理間隔によって支配される。当該地は等厚の砂岩層であることから、節理間隔は砂岩層の厚さの0.5~1.5倍程度と推定された。

以上のことから、この斜面で考えられる崩壊形態と落石危険度を表-1に示すようにまとめた。

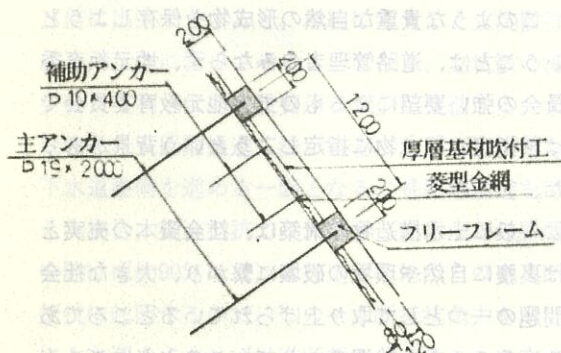
表-1 崩壊形態と落石危険度

種別	頻度	規模	危険度（総合判定）
(a)泥岩の剝落	常時	φ10cm以下の落石	小～中
(b)砂岩の落石	年数個	φ30～60cm程の落石	大

3. 防災対策の策定

斜面の崩壊対策としては種々あるが、「道路土工指針・のり面工」のフローチャートによれば、当地のように法面の状況が完全に岩質であり、かつ湧水のない地区では、コンクリート吹付け等に代表される密閉式の覆工対策が選定されることになる。

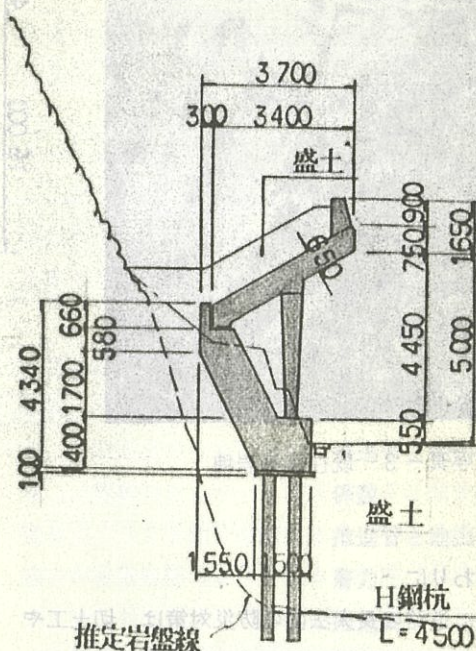
しかしながら、これ等の対策では砂岩脈の露頭保存ができない。そこで、検討区間を一般部と特殊部（砂岩脈部）に分けて検討することとした。一般部は、当該地区が国定公園内に位置することから修景要素を重要視し、緑化を図る工法が採用され、吹付け法枠工（フリーフレーム工）と厚層基材吹付け工（客土・種子吹付け工）の併用とした。（図-3参照）



特殊部は、砂岩脈の保存のみならず周辺の地層の成層状態との比較も必要なことから、砂岩脈の両側4.0m区間を露出させることとした。その結果、この露出部の落石に対する安全性が確保できないため、道路に落石覆工施設としてPCのI型ロックシェッドを設置することとした。（図-4参照）

また、砂岩脈の保存すなわち「観察する」「触る」の両条件を満足できるようにロックシェッド

の頂部に人が登ることのできるように坂路を設けた。



4. 設計荷重の設定

I型ロックシェッドの設計荷重の設定に当たっては、先に発生した福井県の国道305号のロックシェッド崩壊事故の教訓もあり、十分な地表踏査と既往の落石状況を調査し次のように決定した。

地表踏査の結果からは、当該斜面は斜面を構成する砂岩泥岩互層が受け盤となっていることから、層理面をすべり面とする大規模な崩壊は生じないと判断されたため、写真-3に示す落石の既往最大寸法と、砂岩層の推定最大層厚等から算定し球形換算で落石径 $R=0.8\text{m}$ とし、図-5に示す状態を仮定して落石の衝撃力を $P=70\text{t}$ と設定した。

また、設計荷重としてはロックシェッド全体に一個の落石とした。



写真-3 既往落石岩塊

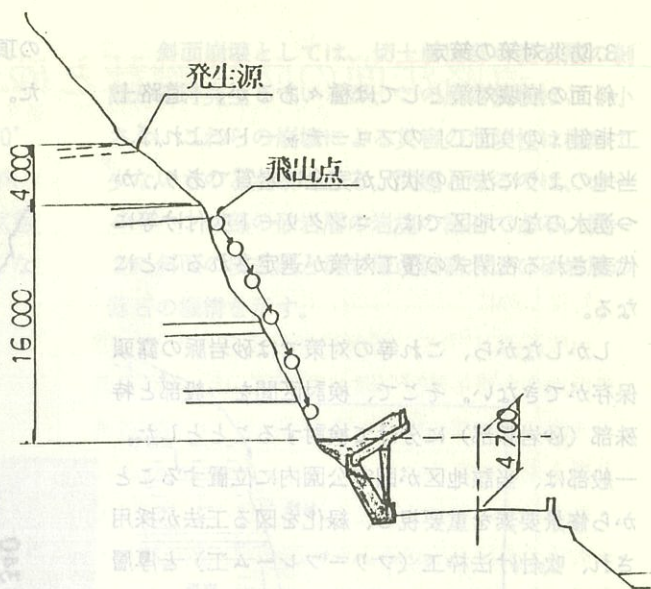


図-5 落石想定軌跡図

5. おわりに

一般に道路の長大法面の防災対策は、切土工や吹付け覆土工が採用されているところが多く、「道路土工指針」のフローチャートによって決定されることが多い。今回の設計も、砂岩脈の存在や国定公園内に位置するという特殊条件が無かったら、ごく一般的なコンクリート吹付け工が採用されたものと思われる。

この砂岩脈はおよそ1,500万年前に、当時、海底にあった時に地震により形成されたものといわれ、いわゆる「地震の化石」と呼ばれているもので、このように極めて明瞭に露出しているものは希であるといわれている。

このような貴重な自然の形成物を保存しようということは、道路管理者のみならず、地元教育委員会の強い要望によるもので、地元教育委員会では県指定の記念物に指定しようという背景があった。

一般に土木構造物の構築は、社会資本の充実とは裏腹に自然や環境の破壊に繋がり、大きな社会問題の一つとして取り上げられているところである。そのような状況のなかで、このようにごく小さな「自然」に対しても配慮して設計できたことは、地質にかかわる会社の一設計者として意義のあるものと感じている。

粒状滑材のはなし

㈱帝国建設コンサルタント

宮下 高 昭

1. まえがき

社会資本の充実と環境整備の両面から、ここ数年来、下水道整備は市町村まで幅広く進められている。特に、地方に分散する市町村においては大都市の下水道整備と異なり、中小径の下水道管渠の敷設が中心となっている。中小径の下水道管渠敷設工法は開削工法と推進工法に大別され、近年、住民への騒音、振動、交通障害あるいは安全対策、多面的な配慮の必要性から推進工法を採用する場合が多くなっている。推進工法を進める場合、推進距離と立坑数の関係が重要となり、推進距離をN倍に出来たとすると、単純に考えると立坑数は約 $1/N$ 強に減少させることになり、立坑数の減少による利点は総建設費用の減少に直結する。すなわち、長距離推進工法が容易になれば経済的な下水道整備を進める一因となる。長距離推進を考えた場合、推進抵抗力の大部分（蛇行などの影響を除けば約90%以上）は推進管と地山とのせん断抵抗に起因するので、このせん断抵抗角力を滑材により減少させれば推進距離を伸ばすことは容易となる。このような考えに基づき、数年前に研究した粒状滑材のはなしをまとめたものである。

2. 粒状滑材について

2-1 推進工法における滑材の重要性

推進抵抗力は式-1により表される（下水道協会提案式に準拠）。

$$F = F_0 + F_{\tau} \\ = F_0 + \{(\pi \cdot Bc \cdot q + W) \cdot \mu' + \pi \cdot Bc \cdot C'\} \cdot L \dots 1$$

ここで、 F ：総推進抵抗力

F_0 ：刃口の抵抗力

F_{τ} ：推進管と地山とのせん断力に起因する抵抗力

Bc ：推進管の外径

q ：推進管に加わる等分布荷重

W ：推進管の単位重量

μ' ：推進管と地山の摩擦係数

C' ：推進管と地山との付着力

L ：推進長

総推進抵抗力 F は推進長 L の一次式で表されているので、実際の推進データ（ $F-L$ の関係）より刃口抵抗力 F_0 を求めると（切羽の断面積当たり）、

泥水加圧セミシールド機 10 t/m²

土圧系セミシールド機 20~30 t/m²

となる。そうすると総推進抵抗力（＝推進管の許容耐荷力）中の刃口抵抗力は最大10%以下となり、残りの90%以上はせん断抵抗力 F_{τ} となる。それゆえ滑材により、管と地山のせん断抵抗を減少させることは推進長の増大に直結することが明らかである。

2-2 滑材に必要な特性

推進工法における滑材効果は推進管と地山とのせん断力の低下と、その効果の持続性にある。管と地山との間に注入された滑材は管体の周辺に滑材層を形成し、せん断力を減少させるが、推進に伴って滑材層は滑材層は変質し効果の低下が生ず

る。低下の生じる原因としては、

- ① 滑材の地下水による希釈および逸散
- ② 滑材層中への地山土の混合

が考へる。それゆゑ、長距離推進に適した滑材とは①、②に対する抵抗性のある滑材、言いかえると滑材効果の持続性の長い滑材と言えるであろう。

2-3 粒状滑材

従来の推進工法に用いられている滑材はベントナイトを主成分とする粘性懸濁型滑材であり、いわば溶液型であるのに対し、粒状滑材は小径の粒状弾性体を主成分とした固形物型の滑材と言える。

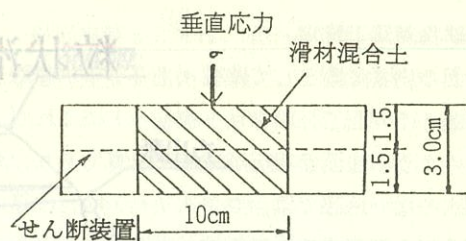
粒状弾性体は、自重の数百倍の水を吸収して、直径0.5~1.5mmに膨潤した高吸水性ポリマーであり、膨潤したポリマーはヒドロゲルを形成し、大量の水を閉じこめたカプセルのように挙動し、弾性的挙動を示すとともに指先で潰そうとしても容易に潰れない強度をもっている。粒状滑材中の粒状弾性体の体積比率は約70~80%であり、注入により推進管の周辺をこの粒状弾性体でぐるりと覆った滑材層の形成を狙っている。

2-4 滑材の室内試験

(1) 実験装置と試験試料

滑材のせん断特性を調べるため、直径10cmの中型直接せん断試験機を用い、滑材混合土の場合にはせん断箱全体に滑材混合土を入れせん断試験を行った(図-1-a)。一方、コンクリート板と滑材混合土の摩擦抵抗力を求めるため、図-1-bに示すようにせん断箱の片面(下面)をコンクリート板で置き換えてせん断試験を行った。試験試料は細砂を主とする砂と、日本統一分類によると M_L に分類されるシルトである。砂のせん断特性は $\rho_t = 1.10 \text{ t/m}^3$ で、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘着力 $c = 0 \text{ kgf/cm}^2$ 、シルトのせん断特性は $\rho_t = 1.86 \text{ t/m}^3$ で、内部摩擦角 $\phi = 4^\circ$ 、粘着力 $c = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ である。

(2) 滑材の種類



(a) 滑材混合土のせん断装置

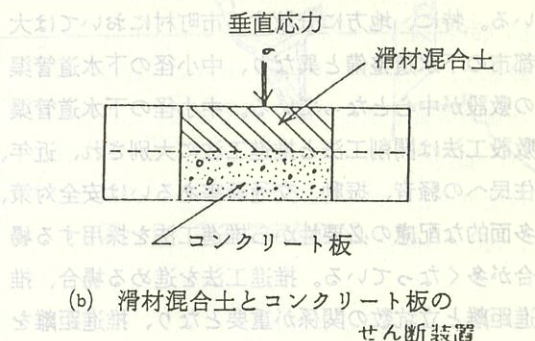


図-1 実験装置

滑材はベントナイトを主成分とする溶液型と高分子による粒状弾性体を主成分とする粒状滑材で配合率を表-1に示す。

(3) 実験方法

砂に対する滑材混合率は砂試料の重量比で行い、ベントナイト滑材で15%、20%、25%、30%、粒状滑材で15%、30%、50%、シルトに対する滑材混合率は5%、10%、15%、30%である。せん断試験は非圧密、非排水を保持するため急速せん断を行った。

(4) 試験結果と考察

① 砂の場合

図-2は細砂に関する滑材混合土の滑材混合率とせん断抵抗の関係であり、図-3は滑材混合土とコンクリート板のせん断抵抗の関係である。せん断試験時の垂直応力は両者とも $\sigma_n = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ である。

図-2、3によれば、滑材混合土のせん断

表-1 滑 材 の 種 類

混 合 物	混 合 重 量		
	1)ペントナイト滑材	2)NSG・I・滑材	3)NSG・II・滑材
水	180kg(180ℓ)	180kg(180ℓ)	180kg(180ℓ)
ペントナイト	40kg(13.4 ℓ)	20kg(6.7 ℓ)	0 (0)
マットオイル	10kg(10.0 ℓ)	0 (0)	0 (0)
CMC	0.9kg(0.9ℓ)	0 (0)	0 (0)
ハイゲル	0.9kg(0.9ℓ)	0 (0)	0 (0)
高吸水性 ポリマー	0 (0)	0.6kg(0.5ℓ)	0.9kg(0.75 ℓ)
合 計	231.8kg(205.2ℓ)	200.6kg(187.2ℓ)	181.8kg(180.9ℓ)

注) 高吸水性ポリマーは自重の200倍程度に膨張する。

抵抗と滑材混合土とコンクリート板のせん断抵抗の関係は、よく似た傾向を示しているが、コンクリート板とのせん断抵抗の方が少し大きいようにみえる。粒状滑材を混合した土のせん断抵抗力は、滑材混合率の増加に反比例して減少しており、混合率が30%以上ではほぼ0 kgf/cm²になる。しかし、懸濁型の場合では、混合率が約20%を越すまでせん断力の減少はほとんどみられず、25%を越すと急激に低下する。

図-4は混合土内で滑材の占める体積割合と混合土のせん断強度の関係であり、体積割合の増大によりせん断強度は対数で減少していることがわかる。

以上のことより、砂質土層の推進において粒状滑材とペントナイト滑材を使用した場合の効果は次のように推論できる。

(a) 推進管と地山とのせん断力を低下させる効果

図-2、3より、滑材層の混合率を30%

以上となるように注入すれば(適切な注入方法であれば現在の注入量で充分と考ええる)両滑材に実質的な優劣はない。

(b) 滑材の持続性

滑材層中に土砂が混入するとせん断力は急激に(対数で)増加することが図-4より明らかになった。懸濁型滑材では滑材層中に土砂の混入が容易であるのに対し、粒状滑材では砂粒子とほぼ同径の粒状弾性体が滑材層を形成しているので砂粒子は入り込みにくく変質が少ない。このため粒状滑材は持続性に優れていると言える。

② シルトの場合

図-5は滑材混合土における滑材混合率とせん断抵抗の関係であり、滑材混合率が5%の場合、溶液型滑材であるペントナイト滑材に比較して粒状滑材のせん断抵抗の低下が顕著に現れている。一方、滑材混合率が10%以上になると滑材の種類に関係なくせん断抵抗は非常に小さくなる。

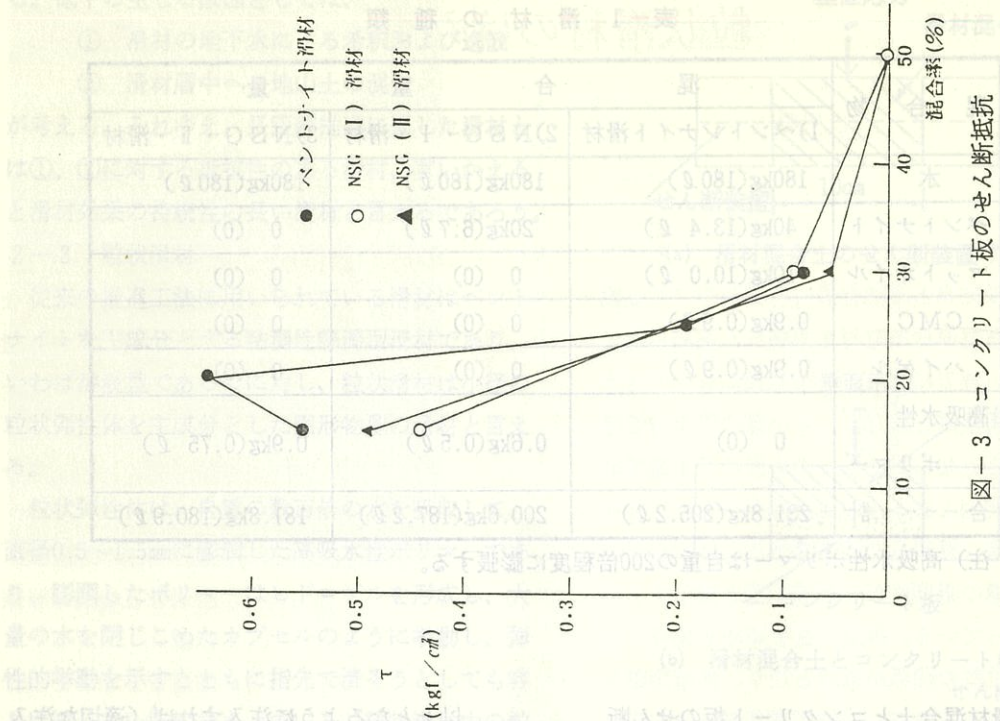


図-3 コンクリート板のせん断抵抗

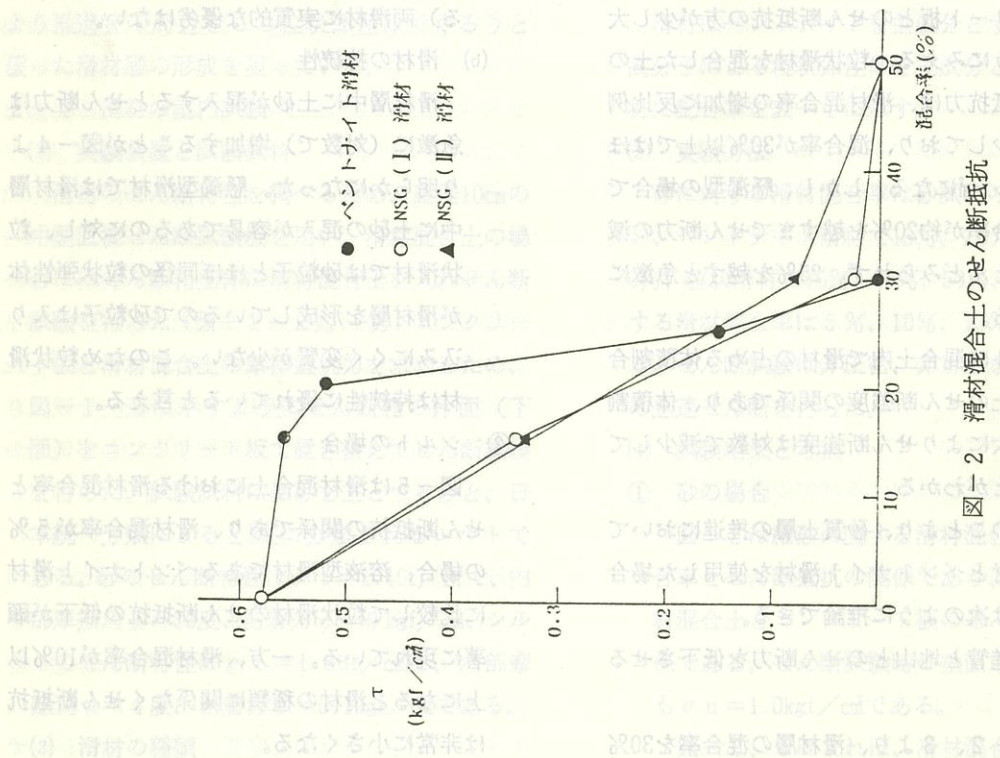


図-2 滑材混合土のせん断抵抗

図-6は滑材混合土とコンクリート板のせん断抵抗の関係で、ベントナイトを含むベントナイト滑材、粒状滑材 (I) に比較して、ベントナイトを含まない粒状滑材 (II) のせん断抵抗は小さい。

せん断抵抗は小さい。

図-7は図-5、6で求めたせん断抵抗の中の粘着力変化であり、混合土においては粒状滑材 (I)、(II) での粘着力の低下が著し

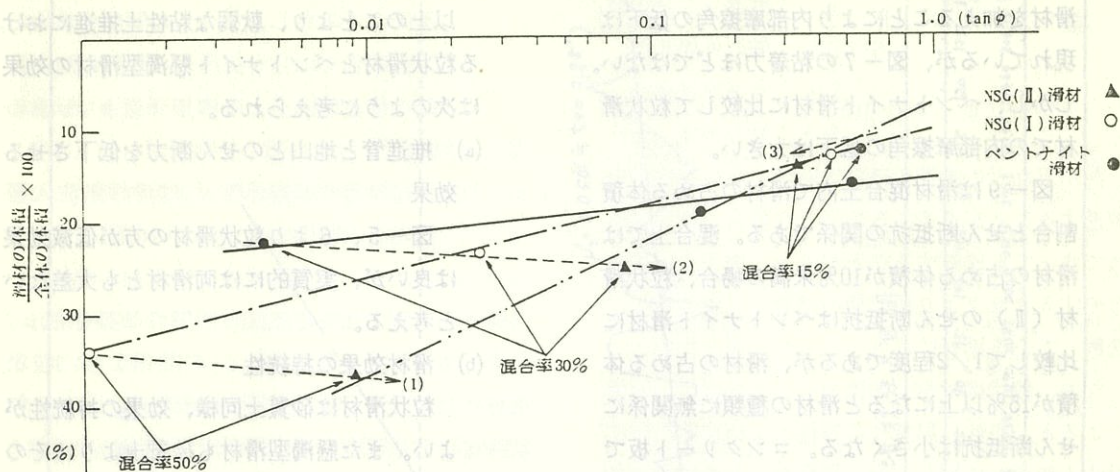


図-4 滑材混合土の内部摩擦角と滑材体積比

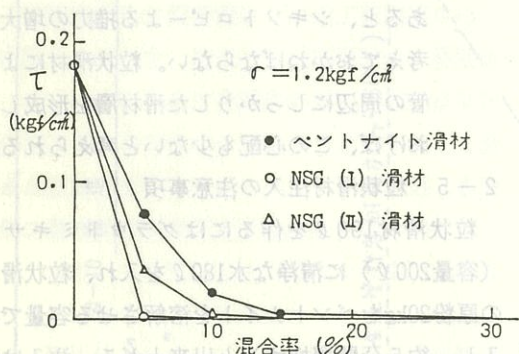


図-5 滑材混合土のせん断抵抗

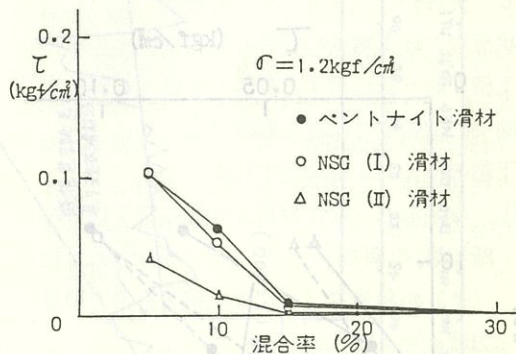


図-6 コンクリート板のせん断抵抗

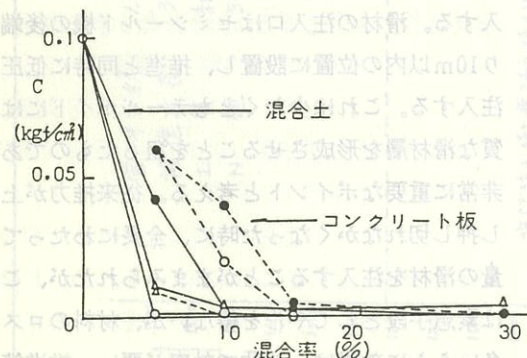


図-7 粘着力の変化

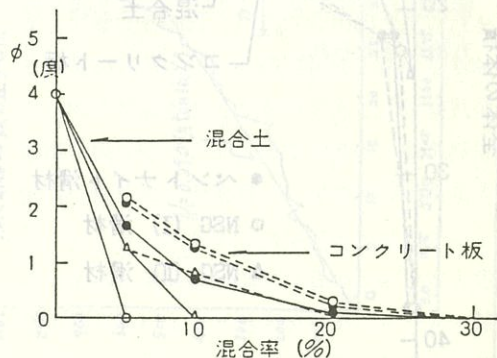


図-8 内部摩擦角の変化

く、コンクリート板においてはベントナイトを混入しない粒状滑材(Ⅱ)での粘着力の低下が顕著に現れている。

図-8は内部摩擦角の変化を求めたもので、滑材を加えることにより内部摩擦角の低下は現れているが、図-7の粘着力ほどではない。しかし、ベントナイト滑材に比較して粒状滑材での内部摩擦角の低下は大きい。

図-9は滑材混合土内で滑材の占める体積割合とせん断抵抗の関係である。混合土では滑材の占める体積が10%未満の場合、粒状滑材(Ⅱ)のせん断抵抗はベントナイト滑材に比較して1/2程度であるが、滑材の占める体積が15%以上になると滑材の種類に無関係にせん断抵抗は小さくなる。コンクリート板ではベントナイト滑材、粒状滑材(Ⅰ)に比較して粒状滑材(Ⅱ)の占める体積が同じ場合

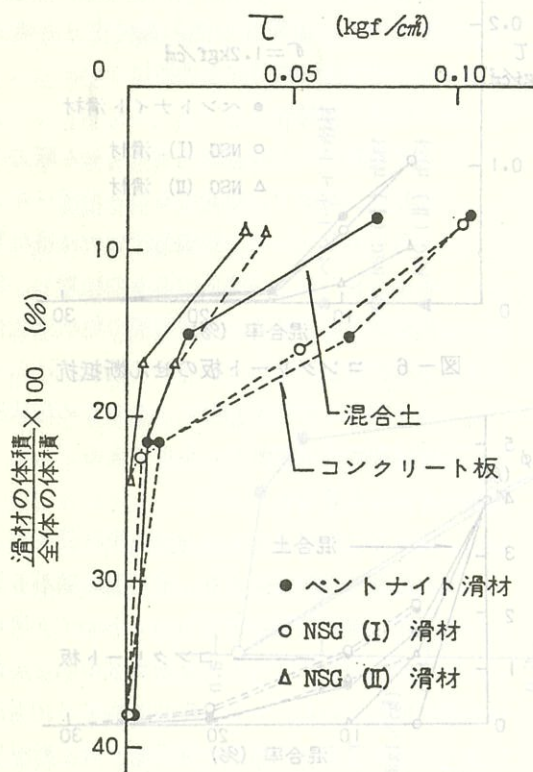


図-9 せん断抵抗と滑材体積比

でもせん断抵抗は1/3~2/3程度である。しかし、滑材の体積が20%以上になると滑材の種類に関係なくせん断抵抗はほとんどゼロに近くなる。

以上のことより、軟弱な粘性土推進における粒状滑材とベントナイト懸濁型滑材の効果は次のように考えられる。

(a) 推進管と地山とのせん断力を低下させる効果

図-5、6より粒状滑材の方が低減効果は良いが、実質的には両滑材とも大差ないと考える。

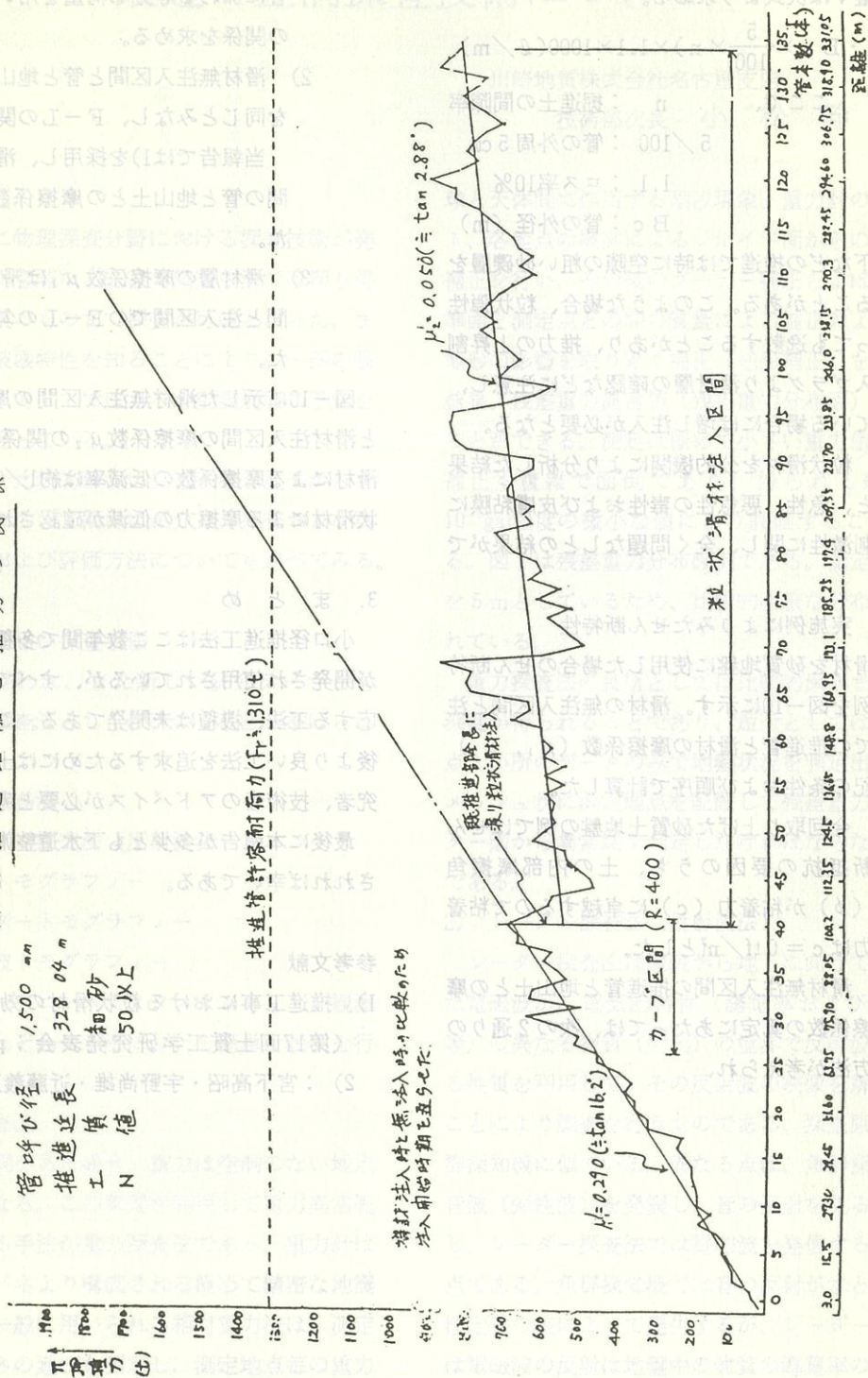
(b) 滑材効果の持続性

粒状滑材は砂質土同様、効果の持続性がよい。また懸濁型滑材も砂質土よりはその効果の持続性は良いと思われる。しかし、粘性土推進においては日単位の掘進停止があると、シキソトロビーによる推力の増大を考慮しておかねばならない。粒状滑材により管の周辺にしっかりした滑材層を形成しておけば、この心配も少ないと考えられる。

2-5 粒状滑材注入の注意事項

粒状滑材190ℓを作るにはグラウトミキサー(容量200ℓ)に清浄な水180ℓを入れ、粒状滑材の原粉20kgをベントナイトを溶解させる容量で投入し、約5分間攪拌すると出来上がる。注入は従来の滑材注入に資料するグラウトポンプにより注入する。滑材の注入口はセミシールド機の後端より10m以内の位置に設置し、推進と同時に低圧で注入する。これは少なくともテールボイドには均質な滑材層を形成させることを狙ったものであり、非常に重要なポイントと考える。従来推力が上昇し押し切れなくなかった時に、全長にわたって多量の滑材を注入することがまみられたが、これは緊急手段としてやむを得ないが、材料のロスが多いうえに効果は一時的で効率が悪い。推進管を前面覆う滑材層の形成を行えることを考えた注入

管径	推進	工	值
1.500 mm	328 04 m	和砂	50以上



方法が望まれる。

注入量Vは次式より求める。

$$V = (\pi \cdot Bc \times \frac{5}{100} \times n) \times 1.1 \times 1000 (l/m)$$

ここで、
n : 掘進土の間隙率
5/100 : 管の外周 5 cm
1.1 : ロス率 10%
Bc : 管の外径 (m)

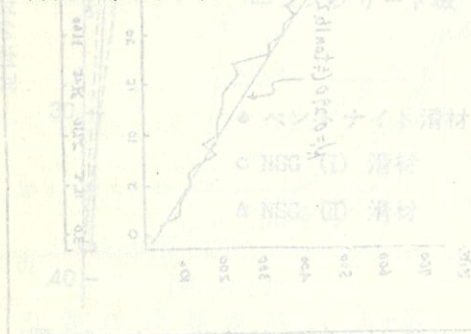
河川下などの推進では時に空隙の粗い砂礫層を掘進することがある。このような場合、粒状弾性体であっても逸散することがあり、推力の上昇割合や注入プラグより滑材層の確認などに注意し、逸散している場合には増し注入が必要となる。

なお、粒状滑材を公的機関により分析した結果によると、急性、悪急性の毒性および皮膚粘膜に対する刺激性に関し、全く問題なしとの結果がでている。

2-6 実施例によりみたせん断特性

粒状滑材を砂質地盤に使用した場合のせん断特性の1例を図-10に示す。滑材の無注入区間と注入区間での推進管と滑材の摩擦係数 (μ_1 , μ_2) は、下記の条件および順序で計算した。

- ① 今回取り上げた砂質地盤の例ではせん断抵抗の要因のうち、土の内部摩擦角 (ϕ) が粘着力 (c) に卓越するので粘着力は $c = 0 \text{ tf/m}^2$ とした。
- ② 滑材無注入区間の推進管と地山土との摩擦係数の算定にあたっては、次の2通りの方法が考えられ、



- 1) 下水道協会の提案式により求めた推進管に加わる等分布荷重を用いて、F-L の関係を求める。
- 2) 滑材無注入区間と管と地山の摩擦係数を同じとみなし、F-L の関係を求める。
当報告では1)を採用し、滑材無注入区間の管と地山土との摩擦係数 μ_1 を求めた。
- 3) 滑材層の摩擦係数 μ_2 は滑材無注入区間と注入区間でのF-Lの勾配より求めた。

図-10に示した滑材無注入区間の摩擦係数 μ_1 と滑材注入区間の摩擦係数 μ_2 の関係より、粒状滑材による摩擦係数の低減率は約1/6となり、粒状滑材による摩擦力の低減が確認された。

3. ま と め

小口径推進工法はここ数年間で多種多様な工法が開発され使用されているが、すべての土質に対応する工法、機種は未開発である。このため、今後より良い工法を追求するためには土質工学の研究者、技術者のアドバイスが必要と考えられる。

最後に本報告が多少とも下水道整備事業に活用されれば幸いである。

参考文献

- 1) 推進工事における粒状滑材の効果について
(第17回土質工学研究発表会; pp1289~129)
- 2) : 宮下高昭・宇野尚雄・近藤義正

2. 従来からの調査・探査手法 値の変化から近傍に空洞の存在を予測することは
従来から行われてきている調査・探査法として 可能である。

は次の3手法が挙げられる。

a. 電気探査法（水平探査法）

b. 孔間速度検層

c. ボーリング調査

以下にそれぞれの手法について簡単な説明を行
う。

1) 電気探査法（水平探査法）

各探査深度の電極配置で比抵抗を測定し、各探
査深度毎の平面的な比抵抗分布を求めることによ
り地中の空洞分布を推定する方法である。

地盤が単一地盤であったり成層構造である場合
には有効な手法であるが、地盤が乱れたりしてい
るような場合は判定が困難となる場合が多い。

2) 孔間速度検層

2本または2本以上のボーリング孔を利用して
孔間の弾性波速度を求める手法である。この手法
をより詳細にしたものが前述したトモグラフィー
である。一般には、孔間速度検層は波動の回折に
より弾性波速度分布に異常が見られるような大規
模な空洞の探査には利用は出来るが、空洞探査手
法としては今後トモグラフィーに移行していくも
のと思われる。ただし、ボーリング孔間の速度を
知るといふ本来の目的を持った孔間速度検層につ
いては今後も継続して実施されていくであろう。

3) ボーリング調査

今まで述べた探査手法の中で、空洞を実際に確
認できる唯一の調査方法である。他の探査手法は
空洞に相当する地盤中の異常部分として判定され
るが、ボーリングにより確認された空洞は実際の
空洞である。ただし、ボーリング調査による確認
では空洞の深さ、および空洞の高さは確認でき
てもその規模を推定することが不可能である。また、
空洞のすぐ近くを掘削しても空洞に当たらなけれ
ば、ボーリング孔の付近には空洞は存在しないと
判定せざるを得ない。ただし、掘削中の逸水やN

3. 空洞調査の適用性および調査結果の評価方法

調査を行う対象となる空洞によって、調査手法
が異なるのは当然であるが、一般に有効な複数の
調査手法を用いる例が多い。簡単に各調査手法の
適用性についてまとめると次のようになる。

重力探査法 : 比較的広範囲にわた
る空洞分布の推定

レーダー探査法 : 浅所に位置する空洞
の調査

ジオトモグラフィー : 地盤中の空洞・亀裂
分布など細部にわた
る調査

AE観測 : 空洞の陥没あるいは
地盤の破壊が発生す
ることを前提とした
調査で、その活動範
囲や陥没・破壊予知
を目的として実施

ボーリング : 空洞の直接確認調査。
調査時の逸水状況や
N値変化から地盤の
緩み等を確認。調査
地の地盤構成および
地質的問題点を把握

調査結果の判定は、単独の調査手法で行われる
場合は少なく、複数の結果および地形・地質条件
なども含め総合的に判定すべきであろう。例えば、
名古屋市周辺地域の場合で問題となるような空洞
は、亜炭廃坑やみがき砂廃坑の残存空洞であり、
現実に浅所陥没が発生したりして社会問題化して
いる。

亜炭廃坑やみがき砂廃坑の空洞調査としては、
地盤状況を把握するためのボーリング調査、浅所
の空洞分布を確認するためのレーダー探査、平面

前述した調査手法の他にも在来からの探査手法で有効なケースがあり、多くの調査手法を効果的に組み合わせ総合的に判定していくことが必要であろう。

1) 中田文雄他(1990): 野外AE観測データ処理ソフトウェアの開発—大谷石採取場跡地観測システムにおいて—, 物理探査学会第83回学術講演会論文集

最近の空洞探査技術について

川崎地質株式会社名古屋支店

技術部次長 小 松 幹 雄

〔まえがき〕

近年、特に物理探査分野における探査技術が発達し、空洞や空隙など既往の調査手法では採り得なかった規模のものまで探査が可能となった。また、岩盤の破壊特性を知ることにより、一部の限られた空洞に対してではあるが空洞崩壊の予知を行うまでに至っている。

ここでは、比較的新しい探査手法と従来からある調査手法について簡単に紹介し、探査および調査の適用性および評価方法についても述べてみる。

1. 比較的新しい探査手法

最近よく行われ、また新しい研究テーマともなっている探査法としては次の4手法が挙げられる。

a. 重力探査法

b. レーダー探査法（反射波法）

c. ジオトモグラフィー

レーダートモグラフィー

弾性波トモグラフィー

d. AE（アコースティックエミッション）観測

以下にそれぞれの手法について簡単な説明を行う。

1) 重力探査法

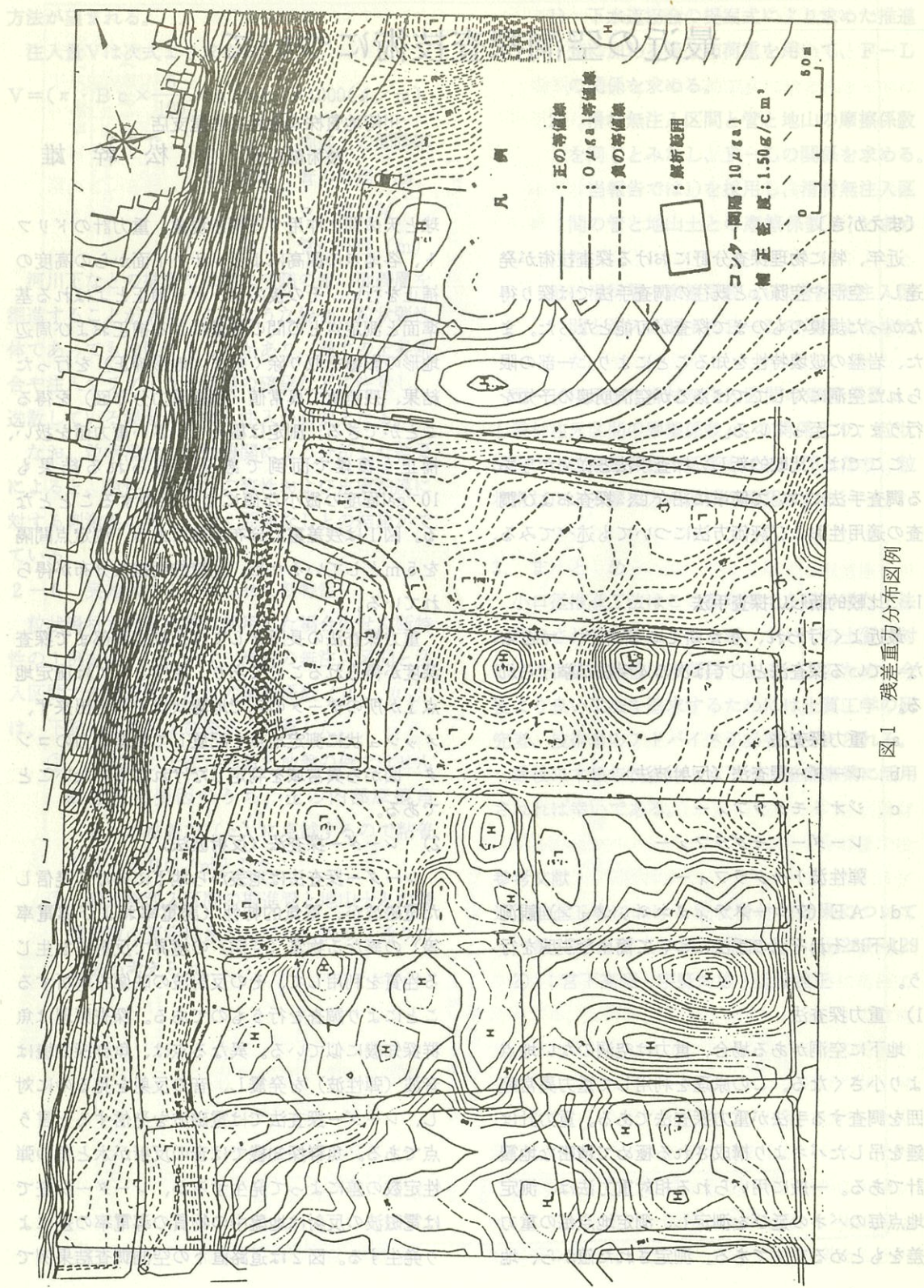
地下に空洞がある場合、重力は空洞のない地点より小さくなる。この原理を利用して重力異常範囲を調査する手法が重力探査法である。重力計は錘を吊したバネより構成される極めて精密な地震計である。一般に用いられる相対重力法は、測定地点毎のバネの伸びを測定し、測定地点毎の重力差をもとめる方法である。測定された値から、地

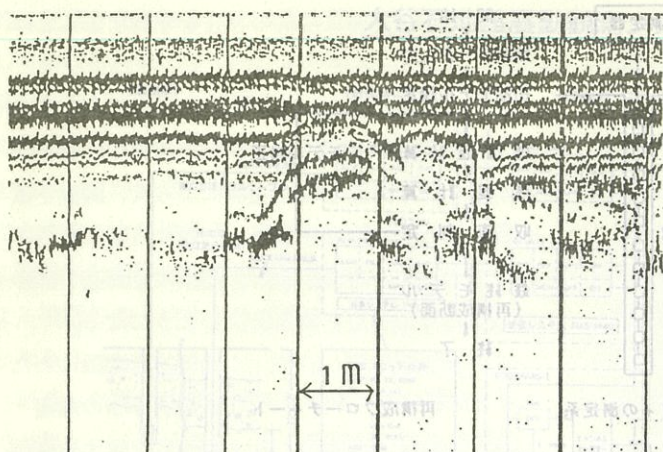
球と天体間に作用する潮汐現象、重力計のドリフト、各地点の標高によるジオイド面からの高度の補正を行い、その後のブーゲー補正とよばれる基準面と測定点との間の質量による補正および周辺地形の影響を取り除く補正（地形補正）を行った結果、残差重力異常値（残差重力分布図）を得ることができる。測定は極めて小さい重力値を扱い、補正も複雑で面倒であり、得られる結果も 10^{-6} gal程度の微小な値により評価することとなる。図1は残差重力分布図例である。測定点間隔を5mとしているため、比較的に明瞭な分布が得られている。

重力探査法の長所としては比較的に深部まで探査深度が得られることであり、短所としては測定地点1か所のデータのみで地盤状況を判定出来ず、メッシュ状に測定地点を配置して残差重力のコンター図から異常域を判定しなければならないことである。

2) レーダー探査法（反射波法）

レーダー探査法は地表から地下に向けて発信した電磁波が、電気的特性（誘電率および導電率等）の異なる物質（空洞）の境界で反射波を生じる性質を利用して、その反射波の映像を解析することにより調査を行うものである。探査原理は魚群探知機に似ている。異なる点は、魚群探知機は音波（弾性波）を発震し、音の反射を見るのに対し、レーダー探査法では電磁波を発信すると言う点である。魚群探知機では音の反射が水と魚の弾性定数の差によって発生するが、レーダー探査では電磁波の反射は地盤中の物質の導電率の差により発生する。図2は道路直下の空洞調査結果例で





アスファルト舗装直下の空洞
による反射。

コアくり抜き、および舗装面
開削により空洞を確認

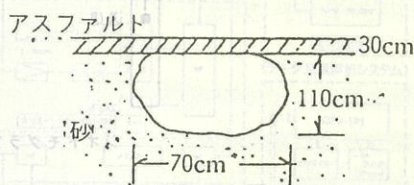


図2 道路直下の空洞調査例

ある。空洞が浅く、地盤の乱れも少ないため、空洞相当部が明瞭な記録となって現れている。

レーダー探査法の長所としては連続記録が得られ、地盤状態の変化を判定しやすいことであり、短所としては探査深度が数m (3～4 m) と浅いことである。

3) ジオトモグラフィ

ジオトモグラフィは、近年多くの研究発表がなされ新しく取り入れられてきている探査手法である。原理は2本または2本以上のボーリング孔を用い、孔間を伝わる弾性波の伝搬速度状態(弾性波トモグラフィ)や電磁波の伝搬状態(レーダートモグラフィ)から、孔間の波動伝搬速度分布を求めようとする手法である。いずれも発震(発信)から受震(受信)までの初動走時を用いる方法が一般的であるが、今後波動の減衰特性等も含めた観測・解析手法が進歩すれば、さらに発展していく手法と思われる。図3はジオトモグラフィの測定模式図および解析フローチャートを示したものである。また、図4には弾性波トモグラフィの観測パターン例および解析結果例を示した。図4中、発震および受震が水平となっているが、ボーリング孔を利用する時は90度回転して

考えればよい。

ジオトモグラフィの長所としては、詳細な断面状態を得ることが出来るということである。短所としては、探査手法がまだ完全には確立されず開発途上であるため必ずしも一般化された探査手法とはなっていないということであり、測定・解析の仕様が一樣でないのが現状である。

4) AE (アコースティックエミッション) 観測

岩が破壊されるとき、音を発生する現象がAE(音響放射)と呼ばれており、空洞周辺の岩盤が緩んで亀裂が発生する場合もAEが発生することが知られている。このAEを岩盤破壊の前兆現象として野外で観測することにより、大規模破壊(陥没)を予知しようとする方法がAE観測である。現在、栃木県宇都宮市大谷地区において観測体制が敷かれている。図5は、大谷地区観測システムの系統図であり、図の左端に採石空洞と地震計の設置が模式的に描かれている。図6は、同観測システムにおいて観測されたAEのデータを図化したものであり、左図は1989年10月のデータ、右図は1990年3月のデータである。図からも、1990年3月になって活動範囲が広がったことが判る。

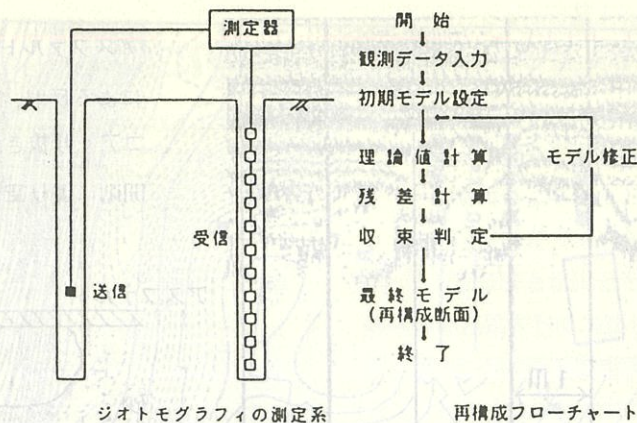


図3 ジオトモグラフィの測定模式図および解析フローチャート

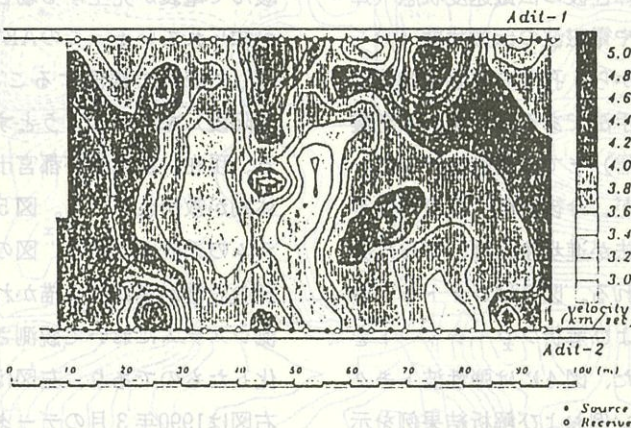
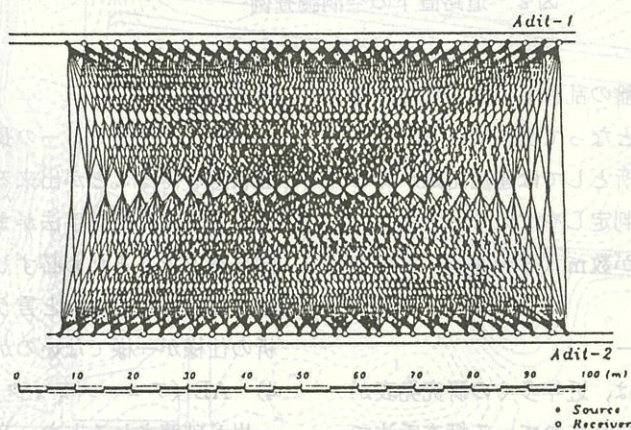
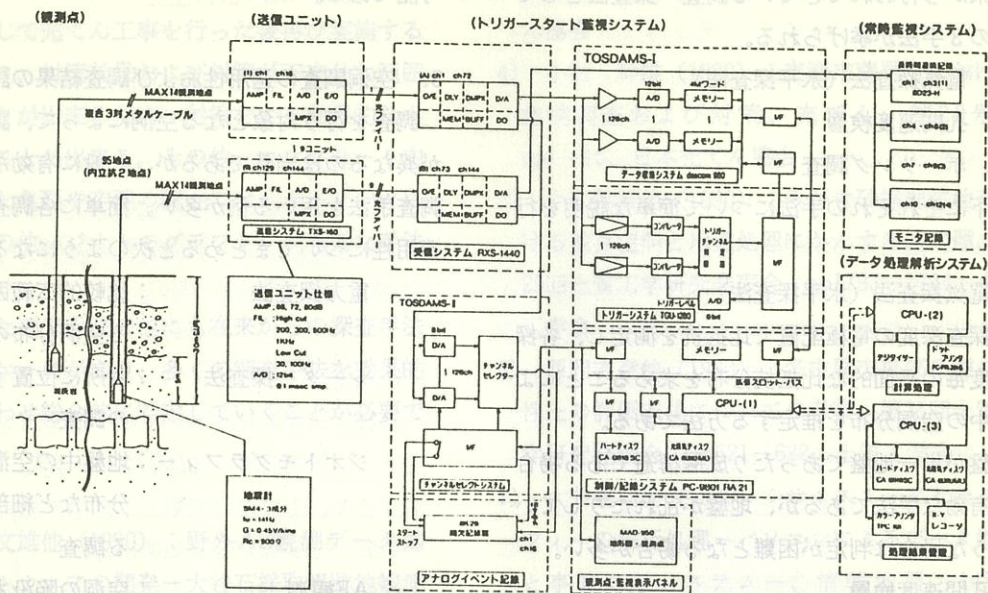


図4 弾性波トモグラフィの観測パターンおよび解析結果例

大谷石地盤震動観測システム系統図

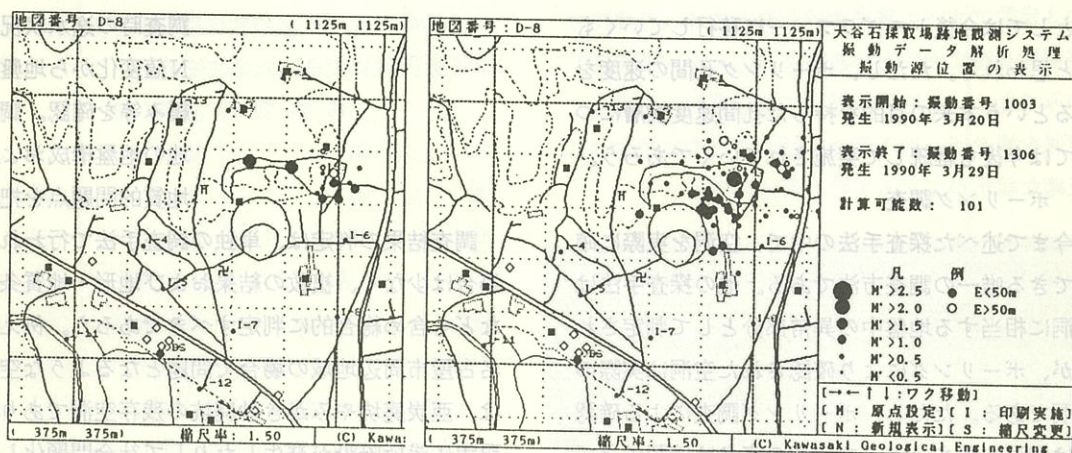


観測システムのハードウェア構成です。

9ヶ所の送信ユニットと受信ユニットにより、高速デジタル光通信を行っています。

デジタルデータの記憶は 64 MB の RAM と 600 MB の光磁気ディスクを使用します。

図 5 大谷石地盤震動観測システム系統図



1989年10月26日～29日

AE や振動の推定発生位置

図 6 大谷石地盤震動観測システム解析処理例

可充電率法による地下水探査

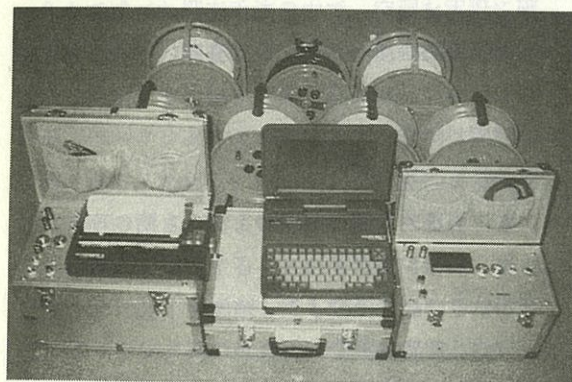
協和地研株式会社 出口 浩

1.はじめに

近年、浅層地下水の開発が進み、地盤沈下や水汚染等の問題が社会的に大きくクローズアップされるようになり、種々な規制が行われ、浅層地下水の利用が次第に難しくなり、このため、深層地下水の開発が盛んに行われるようになった。しかし、深層地下水（裂隙水）は何処を掘削しても出るものではなく、岩盤中の裂隙求めなければならない。そのため、物理的な探査方法に依存する結果となるが、従来の電気探査等では深層地下水を掘みきれず、難渋してきた。そこで深層地下水の調査及び温泉、地滑り、漏水調査等を可充電率法探査によって行なう場合の例を紹介する。

2.大地の電気定数

大地の電気的物性は、導電率、誘電率、透磁率の3定数ですべて特徴づけられるので、今までの電気探査法における比抵抗 ρ （ $\rho = 1/\text{導電率}$ ）のみでなく、大地の誘電率や透磁率をも測定して情報を増せば、地下構造を解明するのに役立つし、正確な解析ができるものと思われる。



これら3定数のうち、導電率については一般化され、比抵抗 $\rho = 1/\text{導電率}$ を測定して種々な電気探査法が実施されている。

3.誘電率について

岩石の誘電率 K については、導電率と同様に測定方法・試料温度・産地および不純物（特に水）によって、その値は変動し、鉱物の屈折率・堅さ・密度・化学成分とも関係がある。

一般に鉱物の比誘電率は4～10の範囲にあり、実測の結果もそのような測定値がえられている。雲母の K は7～8でたのに比べて、石英は4～5と小さいため、後者を多く含む砂岩などは K が比較的小さい部類に属する。

K に影響を与える不純物のうちでは水がもっとも大きい。この理由は乾燥した岩石の K が4～10であるのに比べて水の K は80（液体のなかでは最大）と非常に大きいためである。

各媒質の誘電率

水	80	硫黄	2～4
氷	94	木材	2～3
ガラス	4～10	石油	2～2.2
方解石	7.5～8.5	火成岩平均	5～9
雲母	5～7.7	水成岩平均	4～10
石英	4.5～5	空気	1

今湿潤された試料の含水率が15%の場合、誘電率 K は2～3倍に増加する。従って実際の水分による誘電率 K の変化率は空隙率が実験試料より大きいことを考慮すれば、さらに顕著なものになると考えられる。

さて地下水の比誘電率は水分子の配向分極以外、

イオンの空間電荷分極や、界面分極が加わり急増する。地下水の比誘電率も地下水の比抵抗と同様にイオンの影響を受ける。また地下水の誘電率は水分子の粘性的廻転（配向分極）およびイオンが水中で安定な位置へ遷移（空間電荷分極）した後の状態に依存する。しかもこの廻転や遷移した分子やイオンの数が誘電率を決定するものであるから、大地の誘電率は地下水の形より、地下水の量の影響を受けやすい。つまり、空隙率が大いほど地下水量は多いのである。

以上諸特性から地下水を探索するには、誘電率を測定する探査法が確立されれば、より直接的に地下水を把握しうると言える。

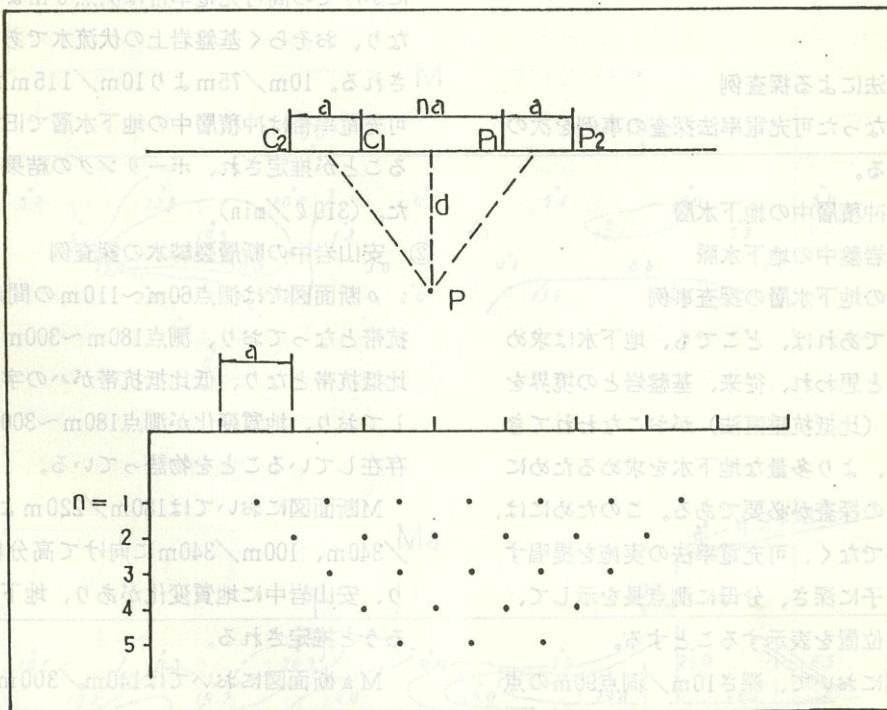
4. ダイポール・ダイポール電極配置について

可充電率・分極率の測定を行ない場合はタイムドメイン測定器を使ってダイポール・ダイポール電極配置により測定を行なう。ここでこの電極配置を説明する。

この電極配置は次ページに示すように電流電極 C_1, C_2 は給電ダイポール、電位電極 P_1, P_2 は受電ダイポールと呼ばれる。

1組の電流電極 C_1, C_2 から地中に電流 I を流し P_1, P_2 電位電極間の電位差 V_s を測定し、電流遮断後 Δt 時間後の電位電極間の電位差 V_p を測定する。

比抵抗 ρ は次式により算出する。



$$\rho = \pi a n (n+1) (n+2) V_p / I$$

ここで a は電流電極間、並びに電位電極間の距離、 n は内側の電流電極電位電極間との間隔を a を単位にした（隔離係数）である。

上式で、表される比抵抗値は上図に示す P なる点の見掛け比抵抗値であり、 P 点の深度 d は次

式で求められる。

$$d = a (n+1) / 2$$

可充電率 Ma は

$$Ma = \{ 6 \pi a (n+1) / 2 \} V_s / I$$

分極率 M は

$$M = 100 \times V_s / V_p \quad \text{で求められる。}$$

5. 可充電率について

今、若し地質が比抵抗 ρ 誘電率 K の単一層であるときは、可充電率 Ma は深さ d に無関係に一定である。しかし、比抵抗および誘電率を異にする地層が存在するときは、深さ d と共に見掛け比抵抗は変化し、かつ可充電率 Ma 地層内部および境界面に充電された電荷が表れ、変化するはずである。

実地に地下水調査をしたばあい、分極率は粘土・粘土岩等によって高い数値を示し、地下水との区別がつきにくい。しかし可充電率によれば、地下水のみを表現し、粘土、粘土岩、その他金属等による分極に無関係であり、地下水の存在を示してくれる。

6. 可充電率法による探査例

いままで行なった可充電率法探査の事例を次の2通り紹介する。

- ① 沖積層中の地下水層
- ② 岩盤中の地下水脈

① 沖積層中の地下水層の探査事例

沖積層中であれば、どこでも、地下水は求められるものと思われ、従来、基盤岩との境界を求める探査（比抵抗垂直法）がおこなわれてきた。しかし、より多量な地下水を求めるためには旧河川等の探査が必要である。このためには、従来の方法でなく、可充電率法の実施を提唱する。今、分子に深さ、分母に測点長を示して、断面図上の位置を表示することとする。

ρ 断面図において、深さ10m/測点90mの点より、10m/115mの点に旧河川が存在することは不明である。比抵抗変化は認められない。しかし Ma 断面図では明らかに地下水層の存在

を示す。旧河川を表示してくれた。可充電率法のすぐれた点を表明した探査例である。

ρ 断面図では、30m/35mの点を中心として、高比抵抗帯が存在し、基盤岩はおそらく花崗岩と推定され、20m/65mより測点140m方向へは、おそらく風化帯をしめしているものと推定され、その間に5m/27.5mより20m/45mの低比抵抗帯が存在し、あるいは断層であるか、とも推定されるが、 M 断面図でも5m/27.5mより、20m/45m方向に分極帯が延びており、この分極帯は粘土が推定され、粘土の混入が考えられる風化帯の存在が推定される。

Ma 断面図では5m/47.5mより15m/20mにかけての高可充電率帯は測点0mより河川になり、おそらく基盤岩上の伏流水であると推定される。10m/75mより10m/115mまでの高可充電率帯は沖積層中の地下水層で旧河川であることが推定され、ボーリングの結果確認された。(310 ℓ /min)

② 安山岩中の断層裂隙水の探査例

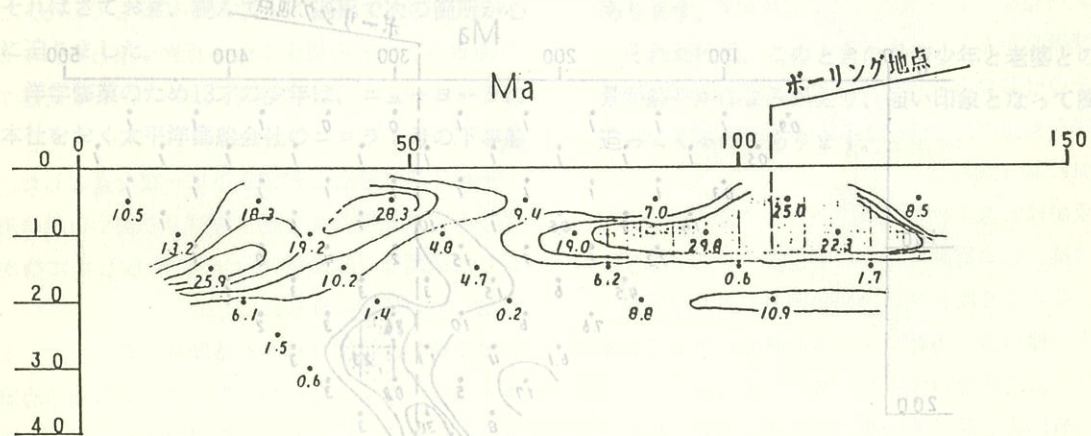
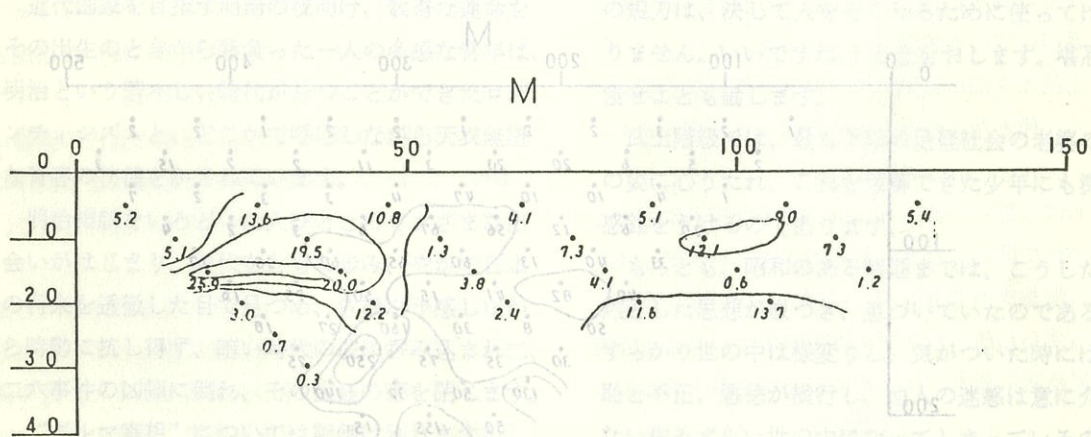
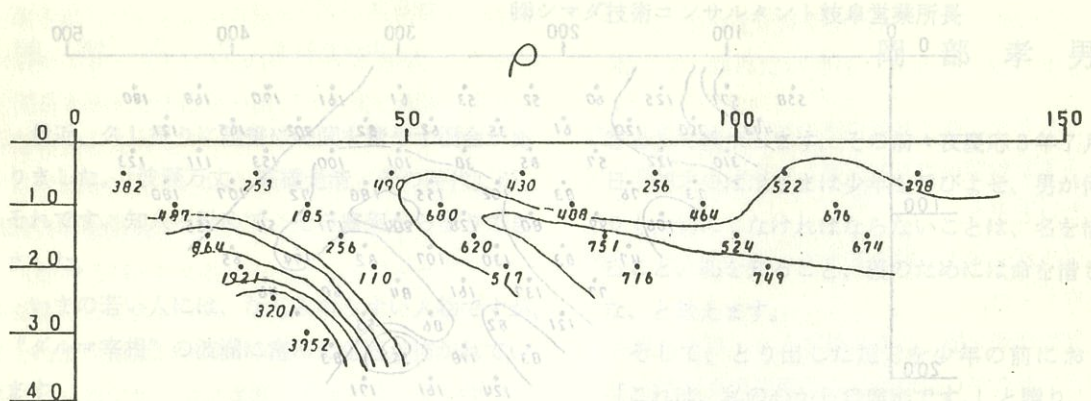
ρ 断面図では測点60m~110mの間が高比抵抗帯となっており、測点180m~300mの間が低比抵抗帯となり、低比抵抗帯がハの字形に分布しており、地質変化が測点180m~300mの間に存在していることを物語っている。

M 断面図においては180m/220mより180m/340m、100m/340mに向けて高分極帯があり、安山岩中に地質変化があり、地下水層であろうと推定される。

Ma 断面図においては140m/300mより200m/280mまで地下水脈が推定され実際に測点285mにおいて、多量の地下水が確認された。(750 ℓ /min)

耳順の戯言 (たわごと)

①



耳順の戯言（たわごと）

シマダ技術コンサルタント岐阜営業所長

岡 部 孝 男

最近、久し振りに読書に時間を費やす機会がありました。「波瀾万丈 高橋是清 その時代」が、それです。知人の勧めで、その書架から借りてきました。

いまの若い人には、なじみのうすい人物ですが、“ダルマ宰相”の波瀾に富んだ生涯が描かれています。

近代国家を目指す明治の夜明け、数奇な運命をその出生のときから背負った一人の多感な青年は、明治という若々しい時代が持つことができたロマンチズムと、どこかで呼応しながら天衣無縫な青春の彷徨をかさねています。

明治維新をいろどった人びととのさまざまな出会いがはじまり、時代をともに歩み、やがて日本の将来を透徹した目で見つめ、危機を予感しながら時勢に抗し得ず、暗い時代の波に呑み込まれ二、二六事件の凶弾に倒れ、その生涯の幕を閉じます。

“ダルマ宰相”については評価は別れますが、それはさておき、読んでいく過程で次の箇所が心に迫りました。

洋学修業のため13才の少年は、ニューヨークに本社をおく太平洋郵船会社のコロラド号の下等船

客として渡米します。その前々夜慶応3年7月23日、63才のばばさまは少年を呼びよせ、男が何よりも大切にしなければならないことは、名を惜しむこと、恥を知ること、義のためには命を惜しむな、と教えます。

そして、とり出した短刀を少年の前におき、「これは、私の心からの餞別です。」と贈り、「この短刀は、決して人をそこねるために使ってはなりません。いいですね。」と念をおします。堪忍我慢せよとも諭します。

武士階級では、最も下級の足輕社会の老婆のこの姿に心うたれ、これを理解できた少年にも深い感銘をうけるのであります。

もっとも、昭和のある時期までは、こうした毅然とした思想が根づき、息づいていたのであるが、すっかり世の中は様変わりし、気がついた時には無恥と不正、悪徳が横行し、他人の迷惑は意に介しない住みずらい世の中になってしまっているのです。

それだけに、このときの是清少年と老婆との光景が鮮やかによみがえり、強い印象となって胸に迫ってくるのであります。

南九州での思い出

朝日新聞パブリック

中部支社長 竹内増躬

20数年前、鹿児島新空港の試験盛土工事に伴う土質試験関係で長期出張した時のことを書いてみたいと思う。

ブルートレイン特急富士で一路日本列島の南端へ向かった。

翌朝福岡を経て日豊本線に入り、温泉地別府を横目で見ながら白砂青松の日南海岸を過ぎると、亜熱帯の樹木が目立つようになり東南アジアの国へ近づいている錯覚に落ち込んだ。

山肌は中部から関東地方の鋭い男性的な様相でなく、何となく女性らしい柔らかさを漂わせていた。

おはら節の一節、タバコで有名な国分に近づくにつれて薄暗くなり、錦江湾が眼前に広がってきた。桜島は湾を制しているかの如く聳え立ち、うっすら白煙がたなびくのを眺めているうちに西鹿児島駅に着き、はじめての土地へ第一歩を印した。

駅周辺はフェニックスやヤシ類が繁っていて異国情緒をかもしていた。

その他宿舎となる現場付近の民家に落ち着き、喧噪な東京に比べて静かな田舎なので旅の疲れが一気にふっ飛んだ。

現場は日豊本線で西鹿児島駅より20数kmの加治木の奥、始良郡溝辺町十三塚原のシラス台地である。このような台地は南九州地方に広く分布し、表土・耕作土の下部にシラスが厚く堆積している。シラスは白灰色の軽石を多量に含んだ淘汰の悪い火山噴出物と軽石流堆積物でパサパサした砂質系の土質に分類される特殊土である。

ところで歓迎会ではじめて飲んだ焼酎のお湯割

りは淡泊な味と臭がきつかった。しかし、日本酒のような悪酔いはなく、かえって気分爽快になり、除々に日本酒よりウイスキーと同じ蒸留酒の焼酎が好きになった。

焼酎のうまい飲み方は、黒ジョカと云う魔法のランプに似た陶器で温めて飲めば最高の味がすると聞いてこの器を買い求めたが、今では忘れた存在である。また宿泊先で、味のよい手もみのセン茶がだされ、尋ねると農林大臣賞に輝いた産地と云われ、はじめて知った次第である。

さて昼間は真面目(?)に現場と室内の業務に励み、夜は一人者同志の勢いで加治木まで飲みに出かけた。そうこうしているうちに正月となり、連休を利用して名所巡りとした。

宮崎の青島とサボテン公園の見学、そこでの印象は、青島が全島亜熱帯植物に覆われていることと、島の奇観である鬼の洗濯板であった。鬼の洗濯板は砂岩・頁岩の有律互層で、各層の厚さは30cm以下が多く、隆起した地層が傾斜していた。この地層のうち波の侵食に弱い頁岩が削られ、まるで洗濯板の如く凹凸が連続しているのは見事であった。

薩摩半島に移動し指宿温泉で一夜を過ごした。半島の先端長崎鼻岬を廻り海岸より美しい円錐形をした開聞岳(標高924m)の素晴らしさにひかれ登りたい衝動に駆られた。

清く澄んだ池田湖に写る薩摩富士のシルエットは名画になるような眺めであった。この湖は池田火山によってできたカルデラ湖である。指宿市に近い山川港も池田火山の外輪山の一部が陥没して海岸と接し自然の良港となった経緯をガイドから

聞いた。

連休最後の日は湾北部に隆起した一大火山島の桜島（標高1118m）に渡った。安山岩質の鬼出し岩をぬっている溶岩道路を通りながら中腹の展望台まで登った。鹿児島市街、霧島方面、南方に開聞岳と雄大な眺めを一望でき、観光地巡りの思い出の旅となった。

工事も終わりに近づき、一月末の金曜日地元の数人と霧島国立公園の一部に聳える高千穂の峰（標高1574m）に登山した。

翌日バレーボールまがいを楽しんでいる最中飛び上がった瞬間アキレス腱を切断し、以後約1か月半一人鹿児島に居残るはめになった。

数年後高速道路の試験盛土工事の関係で、再び鹿児島を訪れたがやはり初回ほど強い印象はなかった。

業務で出張した南九州であったが、専門的なことは他へ譲るとして、通り一片の物見遊山を述べるにとどめた。

以上



30周年記念見学旅行報告

(株)ダイヤコンサルタント名古屋支店

30周年記念見学旅行担当 横道 長 幸

中部地質調査業協会の創立30周年記念事業の一環として、平成2年4月19～21日の3日間に亘り、会員34名参加のもとにバスによる見学旅行が実施された。以下に今回の実施状況を報告する。

旅行の目的及びコースは、次のとおりである。

○目的；関西新空港、大鳴門橋及び瀬戸大橋の見学

○日程；

1日目（4月19日）

テレビ塔下＝東名阪＝名阪＝松原、堺＝
26号線＝岸和田（関西新空港）＝若山泊
宿泊先 新和歌の浦 双子島荘

2日目（4月20日）

旅館＝深日港 ～ 洲本港＝本四道路（大
鳴門橋）＝鳴門公園＝11号線＝屋島＝高
松泊

宿泊先 高松ワシントンホテル

3日目（4月21日）

ホテル＝坂出 I C＝瀬戸大橋（与島）＝
早島 I C＝岡山＝湯郷温泉＝美作 I C＝
中国、名神 HW＝一宮 I C＝名古屋

1日目は、車中弁当食で昼食をとり岸和田市大北町に位置する関西国際空港株式会社建設事務所を訪問し、女子職員の案内でサロンつきの真新しい巡視艇「おおぞら号」に乗込み現地に向った。

空港は六甲湾南東部の泉州沖約5kmの海上に位置し、滑走路1本3,500米、面積511haの巨大人工島で1993年春の開港を目標としている。本土と空港島は長さ3,750米の連絡橋で結ばれるが、現場は橋脚31基のうち26基が据え付けを終え、橋桁は3,750米のうち1,350米が架設されていた。

空港島は、埋立土量1.5億立方米で埋立土砂の厚さ30米、実に9階建のビルの高さに相当する。

現在8隻の揚土船により511haの約20％にあたる103haの陸地が形成されている。

また盛土の施工管理は、海上基地と現場の埋設計器との連繫でコンピューター処理がなされ、その結果にもとづいて、直ちに揚土船に盛土位置、厚さの指示がなされ、手際よく施工されていた。

聞けば女子職員は、つぎつぎと訪れる見学者と意志疎通が図れるよう判らない専門用語等についてもメモをしておき、事務所に帰り次第技術職員に質問し勉強するのだそうで、技術的分野に至るまでよく知っているのには、吃驚させられた。

夜は、宿泊先の双子島荘で伊藤理事長の挨拶、参加会員のうちで最年少の大星測量設計富田氏の乾杯の発声で懇親会を開宴し、会員相互の親睦を深め、辻副理事長のしめで意義深い一日を終えた。

2日目は、フェリーで深日港から淡路島洲本市に渡り大鳴門橋を見学した。完成した橋は、下路部分に軌道空門を併有して鳴門海峡に架橋された全長1,629米、工費1,600億、昭和60年6月完成の吊橋である。

橋下に展開する鳴門のうず潮は、うずの大きさは30米にも達し、うず巻潮流時速は、30軒に及ぶという。当日の昼食は、鳴門公園のホテル七洲園であったが満潮時刻と滞在時刻とが合わないためもあって観潮の機会に恵まれなかった。

途中、源平合戦で知られる屋島の古戦場を車窓に望みながら高松市に向い、特別名勝の指定を受けた回遊式大名庭園として有名な栗林公園を拝観し、宿泊先におちついた。

3日目は、ホテルを8時に出発し瀬戸大橋を、与島に休息をとりつゝ見学した。

瀬戸大橋は、6つの海上の橋と3つの島の高架橋で瀬戸内海を渡り、その長さは本州側の下津井瀬戸大橋から四国側の南備讃瀬戸大橋までを合計する9.4軒の一大架橋である。

6つの橋の中でも最も高い南備讃瀬戸大橋の主塔は、なんと海面から194米で海面から橋桁までの高さは、満潮時でも65米以上あり世界で一番大きい50万トン級のマンモスタンカーも容易に通行可能であるという。

また同橋の一個100万トンのアンカレイジ（橋台）と直径1.07米の巨大ケーブルは世界一の重量と太さを誇っている。そして塔からロープを斜めに張って吊るす斜長橋は、構造的に複雑な上に、その架橋にたいへん技術を必要とするため、かつてはあまり採用されなかったがコンピューターの発達と共に、1950年代以降、世界中で広く採用さ

れるようになった。さらに我が国特有の台風と地震という自然条件を克服するために、耐風・耐震の本格的研究は昭和30年代から始め、設計法を確立したもので耐風設計は、150年に1回程度おこる基本風速毎秒43米に十分安全なように、耐震設計は、高知沖で発生するマグニチュード8程度の地震に耐えるようにそれぞれ設計されている。

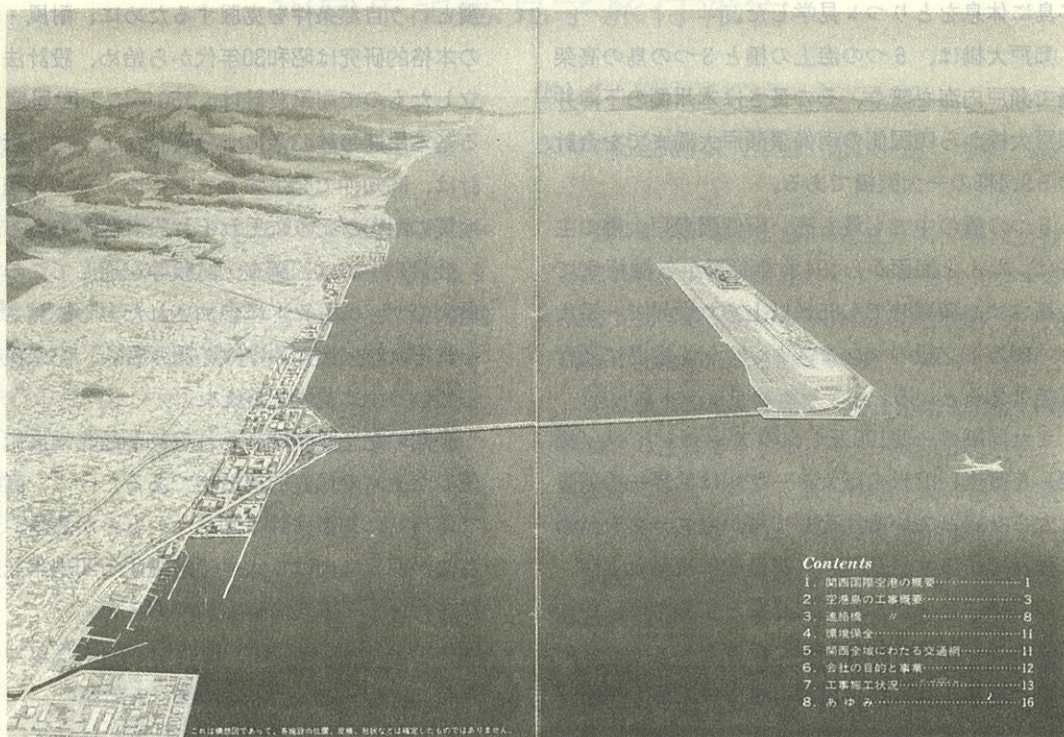
会員の中には、調査・試験等を通じてこの世紀最大のプロジェクトに参加された方も散見され、それぞれ思い出にふけり、語り合い、記念撮影等している中に見学を終えた。

今回の記念見学は、それぞれが最先端技術を駆使した土木の代表的構造物であるだけに、直接肌で体得した知識は計り知れないものがあり、会員各位が明日に向けて大きく飛躍する30周年記念見学旅行として意義深いものであった。

以上

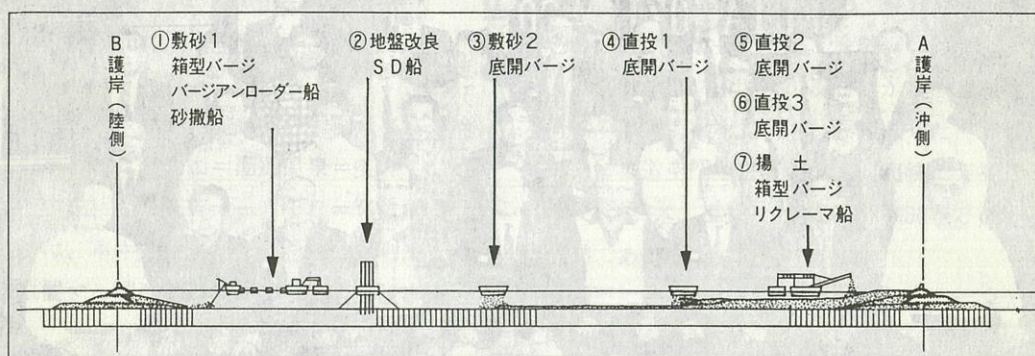


双子島荘 記念撮影

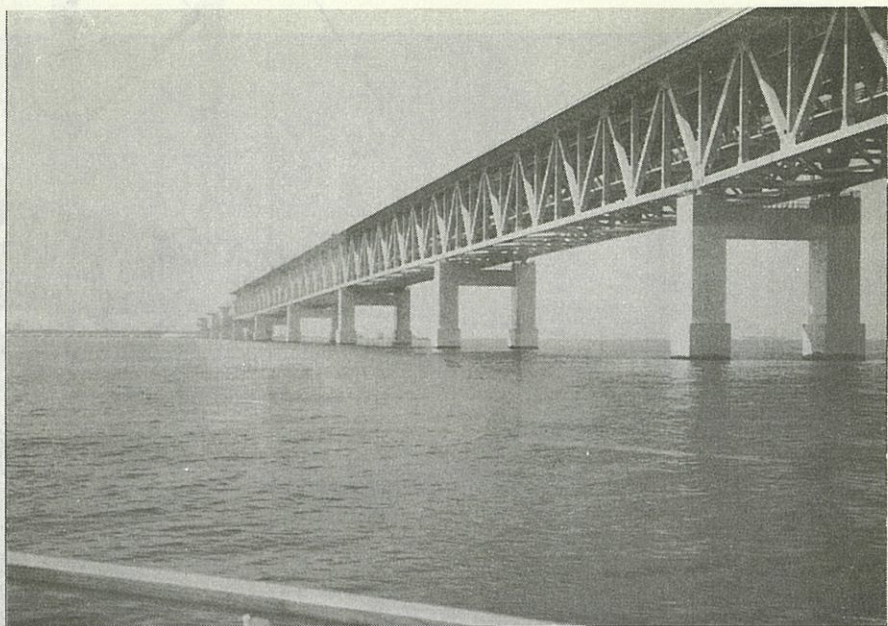


関西国際空港完成構想図

埋立工事の施工手順



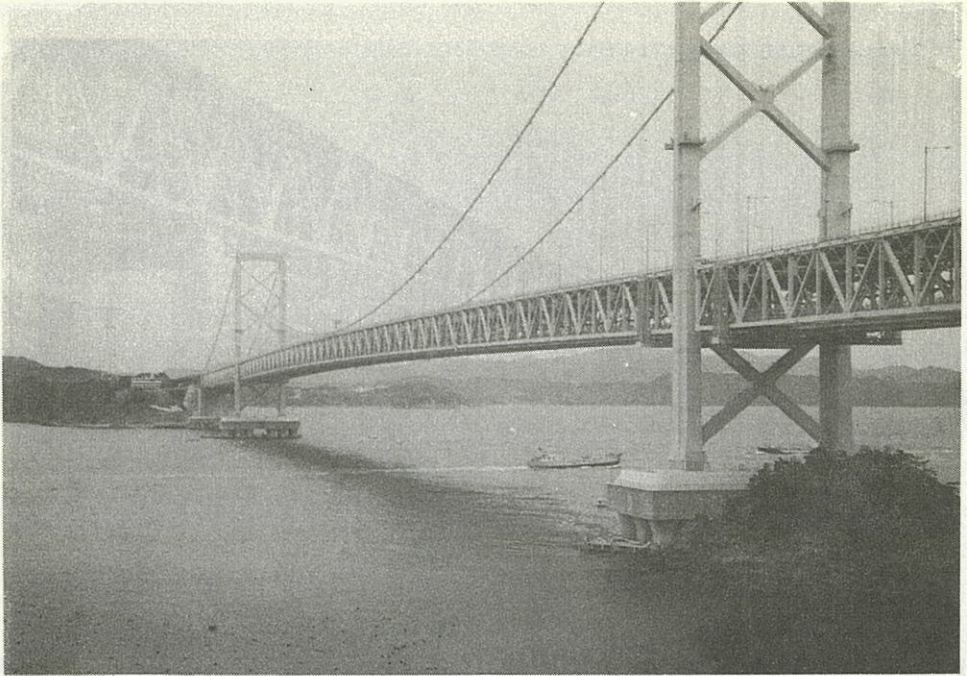
- ①敷砂1 箱型バージに積み込まれた海砂を、バージアンローダー船で揚砂し、排砂管を通して砂撒船により、原地盤上に敷均します。(h≒1.5m)
- ②地盤改良 サンドドレーン船により、沖積粘土層に砂杭(φ0.4m、ℓ≒20m)を打設します。
- ③敷砂2 比較的小さな底開バージにより、比較的小さい山砂を敷均し、サンドドレーン砂杭の保護をします。
- ④直投1 底開バージにより、山砂を埋立てます。
- ⑤直投2 底開バージにより、山砂を埋立てます。(揚土のためのリクレマ船および箱型バージの喫水の深さまで)
- ⑥直投3 直投②施工後、おおむね6ヵ月の沖積粘土層の圧密期間ののち比較的小さい底開バージにより、その限界水深まで埋立てます。
- ⑦揚土 箱型バージからリクレマ船により揚上して所定の高さまで埋立てます。



空 港 連 絡 橋



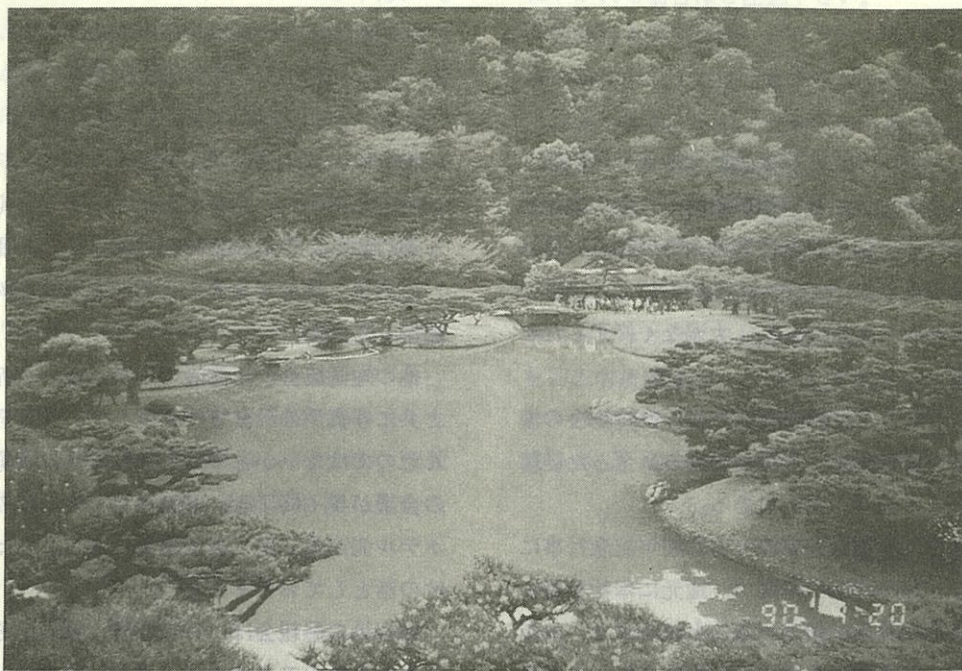
海上基地 記念撮影



大鳴門橋 淡路島より望む



北備讃瀬戸大橋



他元参加
駅など

平山縣志

早の丸

A black and white illustration of a plant, likely a corn plant, with several long, narrow leaves and a small cluster of round fruits hanging from a central stem. The plant is shown in a stylized, somewhat abstract manner with bold lines.



全地連臨時総会を終えて

臨時総会準備委員会

佐藤 安 英

10年に一度、9地区協会及び全地連の持ち回りで開かれる(社)全国地質調査業協会連合会の臨時総会が本年は当中部地質調査業協会の担当で、愛知県犬山市の名鉄犬山ホテルにて10月17日・18日の2日間にわたって行なわれ、大過なく終了したことを報告いたします。

本来このような経験のない私が、臨時総会の準備委員会の委員長という役目を負うに至った経緯は、極めて単純且つ明快である。

本年は中部地質調査業協会の30周年記念行事にもあたり、臨時総会の準備は、地元本社を置く協会会社の役員が担当することに決まり、本年早々の第一回準備委員会当日私用にて私一人が欠席したためであり、大変後悔したものでありました。

しかしながら、毎回の準備委員会や定例の理事会などでの皆様の提案や御指導と事務局の努力により、全地連の臨時総会を迎えることが出来ました。

臨時総会は、全地連会長、相談役及び各役員と全国各地協会の理事長、副理事長、代議員、事務局及び全地連事務局が出席し、総勢120名程度が参加することとなっておりましたが、皆様御存じのように予期せぬ瀬古新助相談役の御急逝によりまして、瀬古隆三全地連会長がご欠席なされたのを初め10名程度の欠席がありました。

瀬古相談役は地元三重県のご出身で、会長を歴任なさり全地連の発足当時から業界のためにご尽力くださった方だけに、本総会にお姿が見受けられないのは誠に残念でありました。本稿をお借りして、ここにつつしんで哀悼の意を表します。

総会は、17日15時頃より受付を開始し、定刻の16時から開かれ、議事・技術者表彰なども滞りなく進行致し、予定の17時には終了いたしました。

総会后、参加者全員による記念写真を隣室にて撮影しました。

他の地区協会の出席者の中からは、立派な会場と共に写真用の部屋まで手配して、大変経費が嵩んだのではないかと申されましたが、実際は隣室の会議が早く終了し、写真屋さんの準備の都合でホテル側が申し出てきた結果であることはここだけの話としておきましょう。

総会後の懇親会は、一宮太鼓、棒の手そしてカラオケ大会をアトラクションとして盛り上がり、最後は梶谷相談役によります故瀬古相談役に捧げる献杯により幕を下ろしました。カラオケ大会では、ご同伴の御婦人方に採点をお願いし、最優秀賞、歌唱賞及びユーモア賞を決めていただきました。

採点結果では、当協会を代表した三祐樹の城田理事が高得点でありましたが、地元ということで、ご辞退いただき、全地連の大橋博氏が最優秀賞に選ばれました。

ちなみに、歌唱賞は、関東協会の山野彰氏に、ユーモア賞は、いつも宴会を盛り上げていただく関西協会の大西理事長チームが獲得しました。

翌日の招待行事は、ゴルフが地元会員の皆様の参加をいただき12パーティ47名により犬山カントリークラブにおいて和やかなうちに予定通りに終え、優勝者は、関西協会の船木士郎氏でありました。ここでも地元の伊藤理事長がハンデ戦の1位でありましたが、お譲りいただいたことを本誌上

のみに発表させていただきます。

観光コースは、美濃加茂市今渡からの木曽川ライン下りと明治村探訪を行ないました。天候にも恵まれ、川面を渡る10月の爽やかな風に頬を撫でられながら、乗船定員50名程度の木造モーター船で木曽川両岸に展開する奇岩景勝の間を、急流の瀬では水しぶきを浴びつつ、船頭さんとやや風邪気味のウグイス嬢（音質の悪いテープ）の説明を聞きながら、ライン下りを楽しんで頂けたことと思います。

川下りの後、バスで明治村に行き昼食をとりました。

初めは食事にビールを付ける予定でありましたが、明治村全体が博物館内であることから、酒類は一切販売されておらず、食前酒を楽しむにな

っていた皆さんには大変ご迷惑をお掛けいたしました。老婆心ながらお酒の好きなかたが明治村にいかれる場合はご注意下さい。

招待行事終了後は、ゴルフコースは、地元参加者の御協力により名古屋空港或いは名古屋駅などへお送り頂きました。大変ご苦勞様でした。

観光コースは、明治村出発後、空港、名古屋駅經由にて翌日の30周年記念式典会場である東急ホテルへお送りいたし、解散としました。

最後に、臨時総会及び招待行事が和やか且つ成裡におえられたことは、地元役員の皆様や事務局を初め名鉄観光サービス及び名鉄犬山ホテルの方々のご指導御協力の賜物であります。ここに謝意を表し、臨時総会の報告を終わります。



創立30周年記念式典を終えて

式典祝宴部会 三井 司

昭和36年に創立されて30周年を迎えることになった。中部地質調査業協会が、記念事業として、(1)「視察旅行」(2)「記念史の発行」(3)「式典と祝宴」の三事業に併せて、(社)全国地質調査業協会連合会(全地連)の臨時総会をお手伝いする大役を、この程、無事終了したことから、本誌上をお借りして、主として式典、祝宴について概況を報告するとともに、関係機関や、御参会の来賓ならびに、御協力を賜わりました各位に厚く御礼申し上げます。

創立30周年を、平成3年3月に迎えることから、協会内では全地連と協議を重ねながら、記念事業費の予算措置には5年前から蓄積し、事業の運営素案は3年前から摸索のうえ、約1年半前から準備に入り、執行した。

このことから、昨夏の役員会において、事業運営の2委員会が構成され、式典祝宴の執行委員会(委員長に辻副理事長)の下に、とくに、部会が作られ、部員は各支店選出の役員により構成され、運営までを行なうものとした。

準備と運営に当り一番に予定されなければならないことは、日時・参加人員・会場と、内容であり、それに伴う記念品とか運営の仕方である。

幸い、協会には20周年記念事業の資料が全部残されて居り、私自身も10周年の運営を総括したことから、これ等を参考にしながらも、30周年らしい色付けを何の様にするか腐心した。日時は、約2年前より予定されて居り、会場決定は、市内5ホテル中から3ホテルを推せんし、交通・設備(新旧)室内状況から東急ホテ

ルを1年前の平成元年9月19日に決定予約した。

次いで、記念品については、10周年の物が愛知県産・20周年には三重県産物が使用されたことから、岐阜県特産より飛騨高山の「春慶塗」を予定し、数点の見本から家庭的な物を選んだ次第である。

来賓招待客と、参加人員には、20周年の経緯を踏まえて、月例理事会の都度審議決定された。

以上のことから、大凡その準備ができた訳であるが、愈々式典当日が近づくに従い、具体的な運営段取りの細部に、一方の臨時総会準備委員会との絡みもあって、競合・整合等の調整と修正を行う様になり、約1ヶ月間は、その対応に忙殺された思いである。

即ち、参加者の席順・胸章の色別と区分に会場内配置と、小物類の準備でありまた当日の気象状況等による運営の仕方であります。

幸い、(社)全地連臨時総会の17日より、連日秋晴れの好天に恵まれ、式典は、予定時刻に司会者の発声から開会され、伊藤理事長の、関係機関先の謝意から始まる格調高い挨拶に続き、辻副理事長の詳細なる経過報告が行なわれた。次いで来賓祝辞には、大変御多忙の中を、矢野中部地建局長・愛知県知事・名古屋市長(以上代読)に続き、名古屋大学工学部植下教授から戴き、何れも、祝意と、謝辞に合わせて協会ならびに、会員への励ましのお言葉に、会員一同、今日の佳き日を、感激一入のものがありました。

次いで、三区分の感謝状と、表彰状が贈呈授与の後、受賞者代表謝辞をもって、目出度く閉式された。尚、式場内着席列は、招待者の官公庁に学界・関連業界やマスコミを含む招待来賓席と、全地連および各地区協会代表者に地区協会役員席と、会員席の、三種別の席列を通常対面形態とするものを、私案により△形の3面對としたことにより、全参会者の相互展望と、贈呈授与の場での受賞者出場が円滑に、また、全員が式場全体を見渡せたこと、と、思われました。

式典は、以上、誠に厳粛に、然も会員としては意義あるものとして終了できたことは、御臨席を戴いた招待者と、関係者皆様の御協力のお陰様で、茲に厚く御礼を申し上げます。

式典後、会場を別に移して10分後に、祝宴に入り、関連学界支部と関連業界代表者のスピーチを戴き、(出)全地連相談役江崎勝氏(前会長)の力強い乾杯の音頭で、全員杯を高く掲げて唱和し、饗宴の音楽と共に喜びを頌ち合った。

この祝宴のアトラクションには、臨総の郷土色豊かな盛沢山なものに対し、日中であることや、招待者と会員の交流懇話を希望して、コロンビアレコード所属黒田会の7名の方による鳴物入り「民謡お国めぐり」のみとした。

幸い、会場は、オープン間もないホテルの天井は高く、装飾豊かな室内に、参会者数も部屋にマッチして、華やかな祝賀パーティが行なわれたものと思える。

が、祝宴に浮かれて、招待来賓の皆様に失礼の段なきや、気に懸った処であります、どう

か、御寛容賜わり、当日の式典から、祝宴まで長時間御参会の栄を戴き、過分の祝意と、激動の言葉を戴いたことに対し、誌上を借りて厚く御礼申し上げますと、ともに、今後共、協会ならびに会員一同への御愛顧をよろしくお願い申し上げます。

祝宴は定刻まで和気藹々、盛り上ったまゝ萬歳三唱して散会し、帰路受付にて夫々全員に記念品並びに資料(30年史・業界特集紙)と共にお持ち帰り戴き、行事の漸やく終了した安堵感と、開放された喜びに浸った次第です。翌、20日(土)理事長より、「劳らい」の言葉を戴き、恐縮するとともに、欠席来賓の方への記念品配付と、関係諸官公庁への挨拶廻りにつき、副理事長と3名が、直ちに協会に参集し、翌週夫々分担の上歴訪して行事の全く終了したことを御報告致します。

終わりに、行事萬般が、盛会裡に執行終了されたことは、勿論、関係諸官公庁の御引立てと、学界ならびに関連業界や団体の御指導と御協力であると共に、とくに、当協会が創立以来、融和と会員間相互の懇親に努め、一致団結して事に当たってきた協力精神の発露であって、茲に厚く御礼申し上げ、会員間の美点をさらに助長し、発展することを念願する次第であります。

また、行事遂行に御協力を戴いた中部土質試験協同組合の職員や、協会事務局員と、東急ホテルその他関係各位に深甚の謝意を表し、拙文乍ら30周年記念式典の概況報告と致します。

名古屋支店	名古屋市北区黒川本通4-32-1	☎052-915-5331
岐阜出張所	可児市堀字五反田1-4-1	☎0574-61-0240
三重出張所	津市栄町3-2-1	☎0592-25-4664
本社	高松市松町1-17-3	☎0878-62-8222

編 集 後 記

平成2年度は中部地質調査業協会創立30周年記念式典と30年史の発行、全国地質調査業協会連合会臨時総会が当地区で開かれる等、色々行事が行われましたので紹介させていただきました。多数の御寄稿もいただき、お陰をもちまして内容豊かに39号誌を発行することが出来ました。関係各位に対し編集員一同心から御礼申し上げる次第です。なお今後共本誌「土と岩」の発展に変らぬご支援を賜りますよう、よろしくおねがい申し上げます。

広報宣伝委員会

〔土と岩 40号〕

原 稿 募 集

- | | |
|---------|--|
| 1 論 旨 | 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関する御意見等何でも結構です。 |
| 2 締 切 日 | 平成3年9月末日厳守 |
| 3 発 表 | 次号本誌上、応募作品多数の場合は順次発表致します。 |
| 4 そ の 他 | (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名を御希望の方は御指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先：当協会広報宣伝委員会宛。 |

会 員 名 簿		会 員 名 簿		会 員 名 簿	
会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 番 号	
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1-22-17	(052)951-6371	462	
青葉工業(株)名古屋支店	三井 司	名古屋市北区黒川本通 4-32-1	(052)915-5331	462	
朝 日 土 質 (株)	大橋 英二	岐阜市須賀 4-77-1	(0582)75-1061	500	
(株)飯沼コンサルタント	飯沼 忠道	名古屋市中村区長戸井町 4-38	(052)451-3371	453	
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	川上 正昭	名古屋市中村区名駅南 3-6-6 名駅豊ビル	(052)561-7801	450	
応用地質(株)中部支社	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島 102	(052)793-8321	463	
カツマコンサルタント(株)	勝真 宏	熊野市井戸町 4935	(05978)9-1433	519-43	
梶谷エンジニア(株) 中部支店	今井 修	名古屋市東区榎木町 1-2 山吹ビル	(052)962-6678	461	
川崎地質(株)名古屋支店	湯上 英雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140-1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411	465	
(株)キンキ地質センター 名古屋支店	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1-14	(052)741-3393	466	
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区栄 4-2-8 小浅ビル	(052)264-4754	460	
基礎地盤コンサルタント(株) 名古屋支社	菅野 安男	名古屋市西区上名古屋 1-11-5	(052)522-3171	451	
協 和 地 研 (株)	駒田 貞夫	松阪市郷津町 166-8	(0598)51-5061	515	
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1-5	(0265)24-3194	395	
計 測 地 質 (株)	北川 満	津市美川町 3-6	(0592)27-9005	514	
京浜調査工事(株) 名古屋営業所	重松 正勝	名古屋市中区正木 2-8-4	(052)321-5139 331-4051	460	
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区原 2-2010	(052)802-3121	468	
国際航業(株)名古屋支店	八木 一成	名古屋市中区栄 2-11-7 伏見大島ビル	(052)201-1391	460	
国土防・災技術(株) 名古屋支店	中村 俊彦	名古屋市千種区内山 3-12-14 豊島不動産ビル	(052)732-3375	464	
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	新関 敦生	名古屋市中村区椿町 21-2 第 2 太閤ビル	(052)452-1651	453	
(株)栄基礎調査	鈴木 恣	名古屋市東区新出来 2-1-13 ロータリーマンション 201	(052)935-0702	461	
三 祐 (株)	石黒 亢郎	名古屋市中村区名駅南 1-1-12	(052)581-7441	450	
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区八前 2-713	(052)773-9281	465	
(株)白石名古屋支店	牛田 正治	名古屋市中区錦 1-19-24 名古屋第一ビル	(052)211-5371	460	
(株)新東海コンサルタント	二ヶ月清文	津市江戸橋 1-92	(0592)32-2503	514	
杉山コンサルタント(株)	杉山 信行	久居市新町 680-4	(05925)5-6564	514-11	
住鋤コンサルタント(株) 名古屋営業所	浅井 潔	名古屋市東区東桜 1-1-6 住友商事名古屋ビル	(052)951-0559	461	
西濃建設(株)名古屋支店	安田 龍生	名古屋市中村区名駅南 3-2-11	(052)561-3541	450	

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便 番号
㈱ダイヤコンサルタント 名古屋支店	平島 新也	名古屋市熱田区金山町 1-6-12	(052)681-6711	456
大成基礎設計㈱ 名古屋事務所	荒河 登	名古屋市西区那古野 1-15-18 那古野ビル南館	(052)551-0338	451
㈱大星測量設計	朝倉 邦明	名古屋市緑区大高町字東正地 69-1	(052)623-1287	459
玉野総合コンサルタント㈱	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4-5	(052)452-1301	453
中央開発㈱中部支店	辻 光	名古屋市中村区牛田通 2-16	(052)481-6261	453
㈱中部ウエルボーリング社	佐藤 久松	名古屋市千種区東山通 5-3	(052)781-4131	464
㈱帝国建設コンサルタント	篠田 徹	岐阜市青柳町 2-10	(0582)51-2176	500
㈱東海地質コンサルタント	鈴木 誠	名古屋市中区栄 4-21-17 はやしビル	(052)251-8521	460
東海地質工学㈱ 名古屋支社	鈴木 実	名古屋市中村区竹橋町 33-2 岩間ビル	(052)451-7311	453
㈱トーエネック	塚田欽一郎	名古屋市中区栄 1-20-31	(052)221-1111	460
㈱東京ソイルリサーチ 名古屋事務所	開出 尚文	名古屋市中村区名駅 2-40-2 名和ビル	(052)571-6431	450
東建地質調査㈱ 名古屋支店	篠田 正雄	名古屋市南区笠寺町字迫間 9-2	(052)824-1531	457
東邦地水㈱	伊藤 武夫	四日市市東新町 2-23	(0593)31-7311	510
豊橋調査ボーリング㈱	杉浦 市男	豊橋市牟呂町字東里 9-1	(0532)46-8325	441
㈱日さく名古屋支店	横尾 鋭一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚 117-2	(052)432-0211	454
日特建設㈱名古屋支店	山根 英男	名古屋市中村区名駅 3-21-4 名銀駅前ビル	(052)571-2316	450
日本基礎技術㈱ 名古屋支店	杉浦 有	名古屋市中村区亀島 2-14-10 フジ・オフィスビル	(052)451-1680	453
日本工営㈱名古屋営業所	須田 猛	名古屋市中区錦 3-6-34 太陽生命名古屋ビル	(052)971-2521	460
㈱日本パブリック 中部支社	竹内 増躬	名古屋市中村区名駅南 3-7-2 洲崎ビル	(052)581-2815	450
日本物理探鉱㈱ 名古屋事務所	下川 裕之	名古屋市東区葵 1-25-1 ニッシンビル	(052)937-5606	461
富士開発㈱	加藤 辰昭	名古屋市千種区唐山町 3-30	(052)781-5871	464
復建調査設計㈱ 名古屋事務所	田中 正男	名古屋市東区葵 3-24-2	(052)931-5222	461
松阪鑿泉㈱	岩本 壽	松阪市五反田町 1-1221-5	(0598)21-4837	515
㈱松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内 1-3-1 ライオンズビル丸の内	(052)211-3571	460
松村工業㈱	松村 国夫	岐阜市藪田 2-56-1	(0582)71-3912	500
丸栄調査設計㈱	川口 勝男	松阪市船江町 1528-2	(0598)51-3786	515
宮本管工㈱	宮本 陽司	四日市市川原町 21-12	(0593)31-1291	510
村木鑿泉探鉱㈱	村木 正義	名古屋市熱田区西野町 1-2	(052)671-4126	456
名峰コンサルタント㈱	谷村 光哉	名古屋市西区花原町 59	(052)503-1538	452
明治コンサルタント㈱ 名古屋事務所	古田 博夫	名古屋市中区千代田 5-20-10 文岡ビル	(052)262-8115	460
ライト工業㈱名古屋支店	小林 政二	名古屋市中村区畑江通 4-22	(052)481-6510	453