

土と岩

1993
No. 41

中部地質調査業協会

技術の発展と官民の協力

目次

巻頭言

技術の発展と官民の協力	谷 山 重 孝	1
小里川ダムの地質概要	横 堀 昌 顯	3
海上ボーリングについて (海上仮設)	堀 部 信 行	10
これからのボーリング仮設 (山岳地)	橋 井 智 毅	24
平成元年旭・足助災害について	杉 浦 博 之	32
中部地方および近畿地方のブロック構造と 被害地震の発生に関する規則性	川 上 紳 一	52
根尾村水鳥及び中付近に於ける根尾断層の第四紀の活動性	岡田 篤正・松田 時彦	73
土木工事とジオロジスト (津市の地質を読む)	錦 金 則・北村 慎	92
振動三軸圧縮試験への教えと教わり	伊 藤 達 也	102
「節理」についての考察	鈴 木 勝 治	104
雨水浸透型施設の目づまりについて	古 澤 邦 彦	108
鉄道の土路盤スラブ軌道の黎明	篠 原 正 敏	116
盛土による帯水層の間隙比の変化について	谷 口 一 平	120
道草鉱物採集記	唐 崎 壽	125
限られた調査費の有効利用を考える	榎 裕 介	128
OMAKE のページ	出 川 佐知子	133
詰碁コーナー	八 段 伊 藤 庸 二	133

技術の発展と官民の協力



水資源開発公団

中部支社長 谷 山 重 孝

私が「土」の仕事に携ったのは、大学卒業直後の昭和34年のことであった。卒業後農林省に就職し、京都農地事務局（現・近畿農政局）設計課材料試験室に配属になった。当時はまだ土質調査会社や設計コンサルタント等ほとんどなく、調査設計は発注者側で全て実施していた。試験室では土とコンクリートの試験をしたが、その中に大学では見なかった新しい三軸試験機があった。丁度、京都農地事務局では兵庫県東条町で安政池という堤高約40mのアースダムを施工しようとしていて、その安定解析に三軸試験の結果を使ってみようということになった。しかし真新しい機械はあっても、誰もまだ動かしたことはない。仕方なく私は試験機製作会社の取扱書や、丁度試験室にあった Lanbe の Soil Testing を読んで準備した。従来的一面セン断試験機では出来ず、三軸で始めて出来る非圧密非排水セン断、圧密非排水セン断、圧密排水セン断に大変新鮮なものを感じた。

そして現場からトラック一台の大量の築堤材料の土を運んで、試験にとりかかった。ところが、それぞれ条件を設定してセン断破壊を起しモールの応力円を書いていくのだが、なかなか思うように ϕ ・ C の値が出てこない。多分圧密の仕方や排水に問題があった様だったが、そのうちにだんだん馴れてきた。当時土質については、教科書的な存在だったのはテルツァギ・ベックの「土質力学」という本だった。この本は学生時代よりも社会に出て現場の問題に遭遇してから読み直してみると味わいのある本だったと思う。また「セン断」については Taylor の Fundamentals of Soil Mechanics が Modern Asia Edition で安く出版され、大変参考になった。またチェボタリオフの土質工学が和訳されて土に関心を持つ人に愛読されていたと思う。

もう一つの仕事は琵琶湖の基礎地盤の調査だった。当時滋賀県では琵琶湖の東岸でいくつか小さな干拓を計画していて、そのための調査を試験室が受託したのである。昭和34年の夏約2ヵ月、湖畔の村の寺に宿泊して仕事をした。方法は動力によるボーリング機械が無く人力の「上総掘り」によった。予定の堤防線に舟を二艘並べ固定しその上に櫓を組んで滑車を取り付けた。人夫は地元の青年団が受け請ってくれた。バイラーで土砂をかき上げて行き、粘土層になるとシンウォールサンブラを打ち込み採土し、砂礫層ではN値を測定した。しかし、この方法では固い地盤が出るとそれ以上は掘れず、

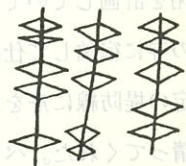
その深度で打ち切って次の地点へと移動した。私が交代で京都に戻っていた時台風の襲来により、この櫓が転倒した出来事もあったが、現地調査は無事完了した。そして後は試験室内で圧密試験・粒度分析・土質図の作成等堤防設計の基礎データを得た。

さて現在の調査設計の状況をみてみよう。昔、私共が未経験のまま手さぐりで行ってきたのとは比較にならない位技術も進歩し、コンピューター等による解析方法も発達したと思う。また発注者（主として「官」）側は調査・試験の大部分を土質調査や設計会社等民間会社に委託することとなった。そして民間会社は優秀な技術者を官側から採用したり新規学卒者を採用したりして、高い技術水準を持つこととなった。いわば仕事の分業体制ができて上がったともいえる。

しかし現在の現場の状況をみると、あまりに分業化が進んだため、発注者側は民間会社にまかせ切りになっているのではないだろうか。まして現場の担当者が試験データの持つ意味や内容を正しく理解できないようでは立派な構造物は造れない。それには官側の技術者も第一線で技術の勉強を積極的にすることだろう。

他方民間会社は調査や試験の専門家集団では困る。ただ沢山又詳細に調査や試験をやればいいのではなく現場状況に応じ実際に使えるデーターを報告しなければならない。それには絶えず現場で施工した情報をフィードバックして自分の技術とすることが大切である。

今後「土」や「岩」の技術を発展させるためには、分業化して専門分化した組織をもう一度見なおすとともにお互いに協力しあうことが不可欠でないだろうか。



小里川ダムの地質概要

建設省中部地方建設局小里川ダム工事事務所

副所長 横堀 昌 顯

1. はじめに 基盤の先第三紀の松山層(白亜紀)の礫層は、この地帯に広く分布している。小里川ダムは、庄内川水系庄内川の左支川小里川の岐阜県瑞浪市陶町大字水上・恵那郡山岡町大字田代地先に建設を進めている多目的ダムである。

庄内川は岐阜県内では、土岐川と呼ばれ、その源を岐阜県恵那郡山岡町の夕立山に発し、東濃地方を貫流し、濃尾平野に出て伊勢湾に注ぐ、流域面積1,010km²、流路延長96kmの一級河川である。

庄内川流域は、200万都市名古屋市をはじめ春日井市、瀬戸市、多治見市、土岐市、瑞浪市を擁し、典型的な都市河川となっている。

小里川は美濃焼の原料である陶土の生産、細寒天の生産日本で知られる山岡町内を流れ瑞浪市で土岐川に合流する流域面積99km²、流路延長25kmの河川である。

小里川ダムは、昭和50年4月に決定された庄内川水系工事実施基本計画に基づき建設するもので、洪水調節、流水の正常な機能の維持、発電を目的とする多目的ダムである。

表-1 ダム及び貯水池の諸元

ダム	形式	重力式コンクリートダム
	堤 高	114m
	堤 頂 長	328m
	堤 体 積	700千m ³ (減勢工も含む)
	堤 頂 標 高	EL. 404m
	非越流部標高	EL. 404m
	堤体法勾配	下流 1 : 0.77 フィレット 1 : 0.6
	ダム基礎地質	粗粒花崗岩
貯水池	集 水 面 積	55km ²
	湛 水 面 積	0.55km ²
	総貯水容量	15,100千m ³
	有効貯水容量	12,900千m ³

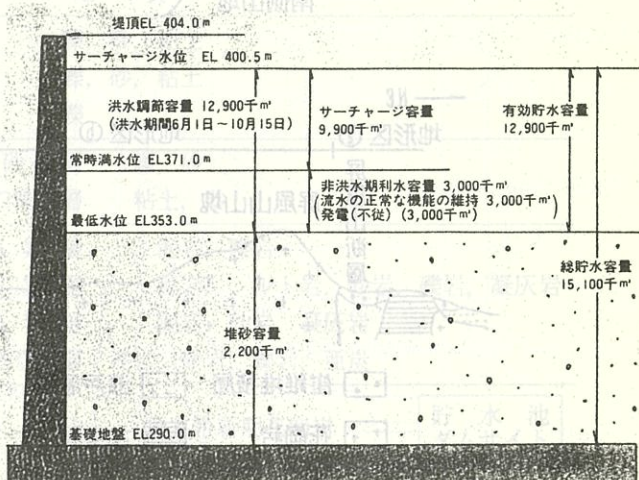


図-1 貯水池容量配分図

2. 地形概要

小里川ダムサイト周辺には、①屏風山断層、②猿投山断層、③恵那山断層、④夕立山断層などの第四紀断層が存在する。これらの断層のうち、屏風山断層と恵那山断層は明瞭な断層崖を形成する。この断層崖を境に北側が相対的に低下して低地または盆地となり、南側が相対的に上昇して山地となっている（図-2 参照）。これらは基盤の地質構造を反映して NE-SW 方向に帯状に分布している。

ダムサイトの地形的特徴は次のとおりである。

ダムサイト左岸は N-S 方向に伸びる尾根の北端斜面にあり、右岸は比較的規模の大きい山体の凹状斜面である。斜面勾配は左岸 40~45°、右岸で 30~45°である。

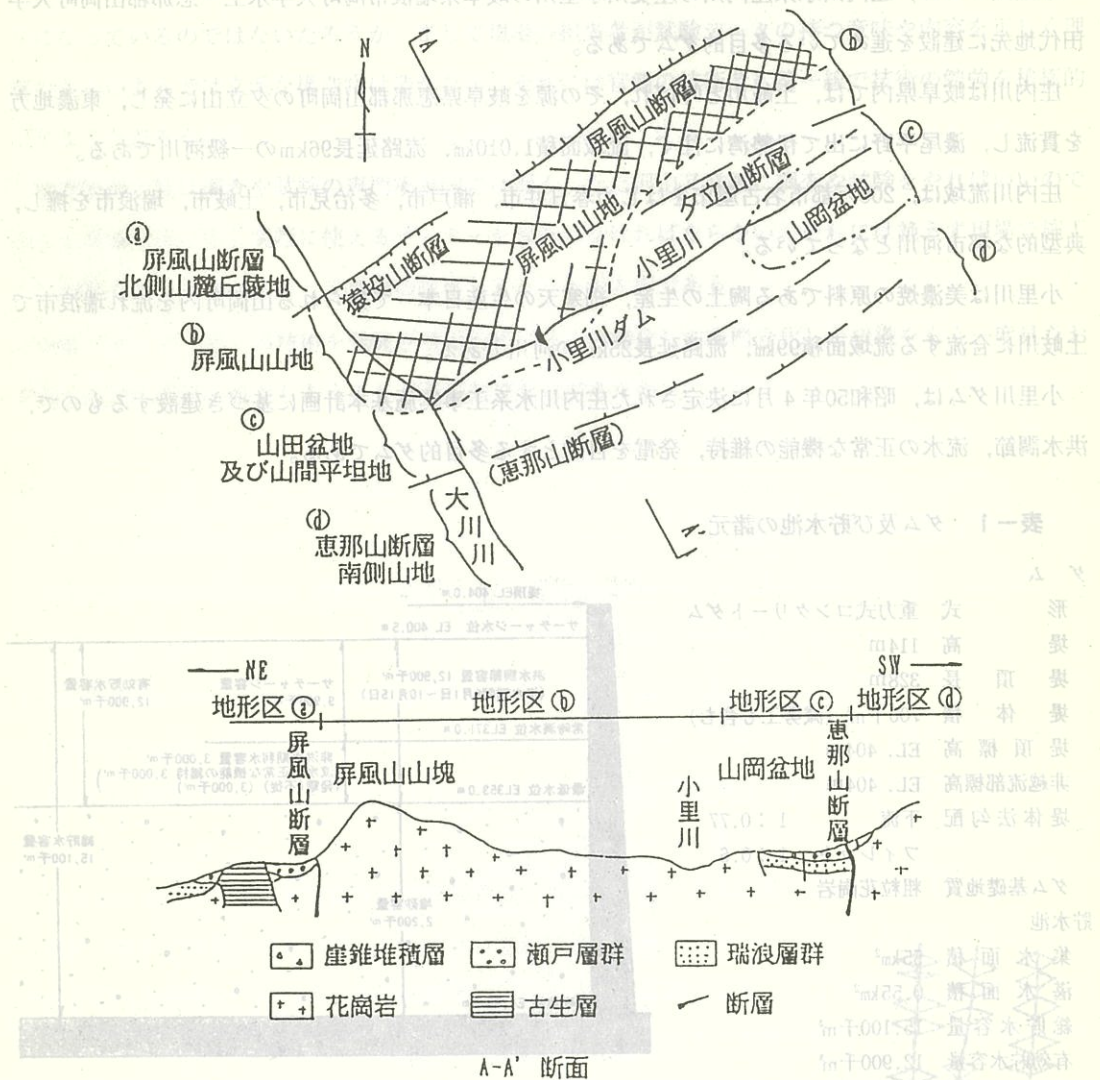


図-2 地形分布概念図及び模式断面図

ダムサイト付近には段丘はなく、両岸とも河床（標高300m）から尾根付近（標高430m）までは、ほぼ同じ勾配である。尾根頂部の標高440～450m以上では両岸とも起伏の緩い平坦な地形になる。左岸側は瀬戸層群土岐砂礫層が分布する土岐面につながる。ダムサイトの河床勾配は1/40である。

3. 地 質 概 要

屏風山断層及び恵那山断層は、相対的に断層の南側が上昇し、北側が低下した高角逆断層である。断層の南側山地には基盤の先第三紀の秩父古生層、領家変成岩類、濃飛流紋岩類及び領家花崗岩類が分布する。

また断層の直北側には、主に第三紀以降の基盤が南側に傾動する構造運動により盆地が形成され、そこに基盤岩を不整合に被覆して瑞浪層群及び瀬戸層群が堆積している。

小里川ダムサイトは屏風山断層と恵那山断層に挟まれた屏風山山地南西部の領家花崗岩類の分布域にある。ダムサイトの地質構成を表-2に示す。ダムサイトの基盤岩である粗粒花崗岩は、中世代白亜紀に進入した領家花崗岩類の澄川花崗岩で、東濃地方に広域に分布する。粗粒花崗岩の岩質は堅硬であり、ダム基礎岩盤としては十分な強度と遮水性が期待できるが、ダムサイト付近の尾根部ではマサ状風化部が10～20mと厚く、また断層や高角度割れ目に沿う局所的な風化が認められる。

表-2 ダムサイトの地質構成

地 質 時 代		地 質 構 成	
新 生 代	第四紀	沖 積 層	礫, 砂, 粘土
		崖錐性堆積層	礫, 砂, 粘土
		段 丘 堆 積 層	礫
	新 第 三 紀	瀬戸層群	土岐砂礫層 礫, 砂
			土岐口陶土層 粘土, 砂
		瑞浪層群	生 俵 累 層 泥岩, 礫岩
			明 世 累 層 泥岩, シルト岩, 砂岩, 礫岩, 凝灰岩
			本 郷 累 層 泥岩, 砂岩, 凝灰岩
			土岐夾炭累層 泥岩, 砂岩, 礫岩, 亜炭
	中 生 代	土岐花崗岩	領家帯新期花崗岩 ← 貯 水 池 ダムサイト
		澄川花崗岩	
		領家変成岩類	
古 生 代	二 疊 紀	秩父古生層	粘板岩, チャート, 石灰岩

4. 断層及び割れ目の構造

ダムサイトで確認した比較的規模の大きい断層は、F-1, F-4, F-6, F-13, F-21, 及び河床下の低角度断層のF-8である。(図-3・4参照)

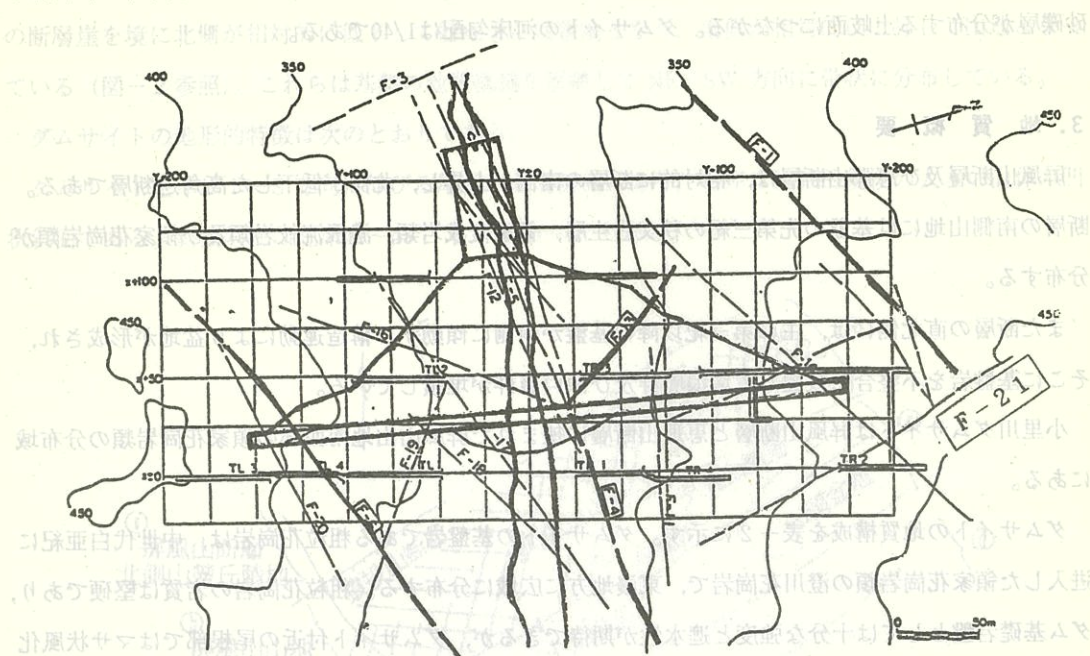


図-3 ダムサイトの高角度断層 (劣化ゾーン)

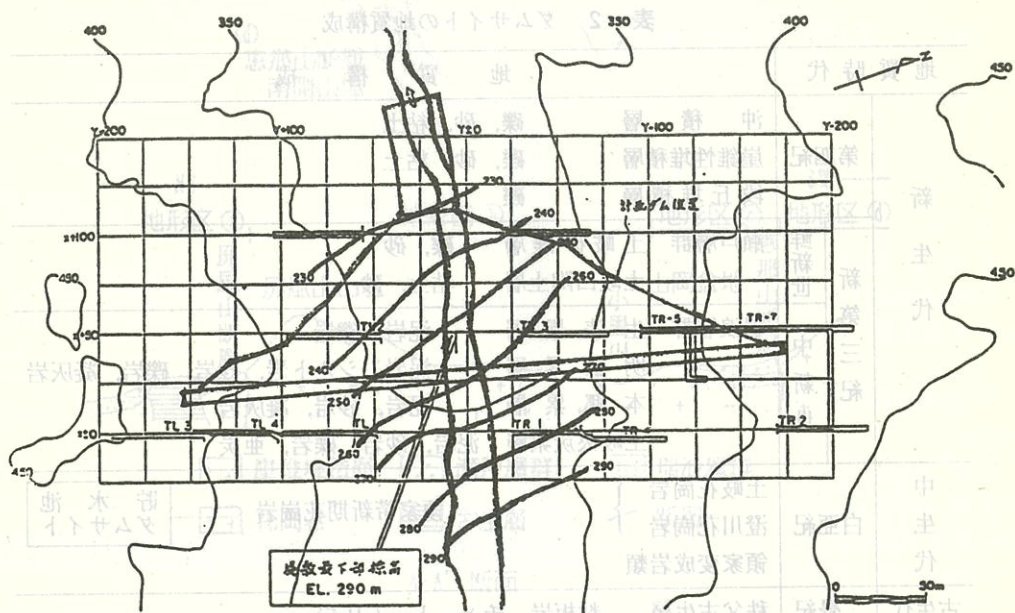


図-4 低角度F-8断層上面コンター図

高角度断層については割れ目が密集した劣化ゾーンすなわち周囲の岩盤に対して強度的に弱線となるものを断層としており、地表付近で幅広くマサ化（幅50cm～1m最大3m）するが、深部では狭くなる（幅10数cm～50cm程度）傾向がある。また連続線は50～100m程度の細切れかまたは同系統の断層が雁行状に連続する傾向が河床部の断層で認められ、これら高角度断層についてダムの安定上問題になるものはないものと考えられる。

河床下の低角度断層F-8はボーリングコアで幅10cm～5mの割れ目の発達した細片状～マサ状になり、一部に2～10cmの青灰色または灰白色粘土を伴う。

シーム及び節理を含めた割れ目の系統及び状態

高角度割れ目

①E-W系、②NE-SW系、③NW-SE系、④N-S系があり、E-W系統及びNE-SW系統が卓越する。新鮮岩部では割れ目間隔が広く、割れ目沿いの風化も少なく、岩盤状態は良好である。

低角度節理

低角度節理はN42°～90°W、5～12°Sが卓越し、一般に右岸から左岸へ及び上流から下流への落ちを示している。河床付近の露頭では、比較的鮮明な岩盤分離面となっているが、連続性の良いもので10m程度、多くは2～5m程度連続し、シャープな高角度割れ目または断層がジョイントとなり、連続性がそこで止まる傾向がある。新鮮岩部では岩盤の噛み合わせにより顕著な強度低下はないものと考えられる。

5. 風化及び変質

強風化マサ化ゾーンは①右岸X+50付近の尾根頂部～高標高部（深さ20～25m）、②左岸標高320～340m付近（深さ15～20m）でやや厚い。なお、左岸標高320～340mのTL-2横杭付近のマサ化ゾーンから新鮮岩に変る部分に幅10～20cmの低角度マサ化ゾーンがある。単独には10m程度連続するが、端部で10～30cm離れて低角度マサ化ゾーンが連続し全体で約20m四方の広がりを持つ。

ダムサイトの花崗岩には緑色変質、褐色変色している部分が認められるが、分布範囲は比較的狭く、問題はない。

6. 岩級区分

ダムサイトの岩級分布は次のとおりであり、比較的浅所に良好岩盤が存在する。

① 河床部

CH級岩盤が地表より数m～10mと比較的浅所に分布するが、高角度断層沿い及びそれらの交錯部、河床下低角度断層F-8沿いで岩盤状態が悪くなる。EL290mではCH級岩盤が広く分布する。EL290以浅では全体にCM級の分布が広くなり、断層沿いの一部でCL級岩盤が分布するようになる。

② 右岸

CH 級岩盤は EL340m 付近まで上限線の深度 10～25m であり、地形線に沿った形を示すが、EL350m 以高で山側への逃げが著しくなる。CM 級岩盤の分布は薄く CH 級岩盤と同様な傾向を示す。CL 級岩盤は EL380m 付近まで深度数 m～15m 付近にあって上限線は地形線に沿った分布を示すが、それより高い標高では上限線が著しく寝た形になり X+50m 付近の尾根頂部直下で深度 20m 程度と深くなり、マサ化ゾーンが深くなっている。

③ 左岸

EL320～340m 付近で CH 級岩盤が階段状に深くなる状態が認められ、場所によってはマサ化ゾーンがやや厚くなっている箇所が認められる。また良好岩盤との間に割れ目状に格子状のマサ化が進む箇所も認められる。それより高標高部においても右岸に比べて若干 CM 級及び CL 級ゾーンが厚目である。ただし、左岸尾根部でのマサ化ゾーンは薄く、6～11m であり CM 級岩盤までが 20m、CH 級岩盤までが 25m 程度で、高標高部まで良好岩盤が分布する。

7. 透水性

ダムサイト岩盤の透水性については全体的に止水処理上有利なダムサイトである。全体的に 2 Lu 未満の低透水ゾーンがほぼ CH 級岩盤の上面付近にあり、左右岸とも満水位標高付近までの高まりが認められる。特に低・中位標高部では 2 Lu 未満のゾーンが浅目であり、2 Lu 未満の低透水ゾーンと 20Lu 以上の高透水ゾーンの間の中間ゾーンが全体に薄い。

20Lu 以上の高透水ゾーンの深度は河床部ではほぼ 0 m、中標高部の右岸で 15～25m、左岸で 5～15m、高標高部では右岸で 25～30m、左岸で 10～20m である。なお、20Lu 以上の区間の深部での分布は狭く、特に 2 Lu 未満ゾーンの中での分布は極めて限られたものになっている。

なお、ボーリング完了時の孔内水位についても左右岸ともに満水位標高以上に高くなっている。

8. 岩盤せん断強度

せん断強度については岩盤せん断試験及び他ダムの実績などから各岩級の内部摩擦角を仮定して求め次のように決定している。

$$\text{CH 級 } \tau = \sigma \tan 50^\circ + 30.9 \text{ 以上 } \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{CH 級 } \tau = \sigma \tan 45^\circ + 23.7 \sim 38.6 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{CH 級 } \tau = \sigma \tan 40^\circ + 8.4 \sim 16.6 \quad \text{kgf/cm}^2$$

9. 設計せん断強度

設計せん断強度についてはマサ化ゾーンあるいは低角度節理等の不規則な分布などの岩盤の不均一

CH 級 $\tau = \sigma \tan 40^\circ + 7$ kgf/cm^2

10. 終りに

小里川ダムの地質の概要を述べたが、ダム軸についても5案を比較検討し、最も経済的な案で決定し、現在本体発注の準備中である。本体コンクリート打設工法はRCD工法を採用することとし、コンクリート運搬方法は固定ケーブルクレーンの両端を部分的に移動させる「両端部分移動式ケーブルクレーン工法」を採用し、より合理的な施工法を目指している。

小里川ダム建設事業は、工事事務所開設以来、関係地元市町の絶大なる理解と協力を得ることができ、用地補償関係の業務は略解決している。また、本体着工に必要な準備工事も、ほぼ概成している。

今後は今まで以上に工事も大規模となると同時に内容も多様化することとなるため、工事現場においては細心の注意をはらい、安全確保を重視して、円滑な事業の進捗に留意してゆきたいと考えている。

今後とも今まで以上の御協力をお願いする次第であります。

①	四日市	最高満潮位	235	232	230	228	233	242	251	259	260	255	243	229
		最低干潮位	-34	-23	-16	5	-1	-3	2	10	13	24	1	20
②	形原	最高満潮位	209	204	203	212	217	219	215	220	226	227	224	213
		最低干潮位	6	6	9	19	24	27	22	25	28	27	24	21
③	武豊	最高満潮位	225	225	225	225	231	230	242	255	260	254	243	223
		最低干潮位	33	21	13	1	5	3	16	29	34	21	13	29
④	常滑(見崎)	最高満潮位	225	225	225	225	231	230	242	255	260	254	243	223
		最低干潮位	33	21	13	1	5	3	16	29	34	21	13	29
⑤	鳥羽	最高満潮位	211	208	207	210	215	218	215	220	226	227	224	213
		最低干潮位	-28	-17	-10	6	-4	-6	-4	2	10	13	24	1

すまじふりあけとこ(お)もの

[illegible]

● 電圧変動率 (VRI) の計算式は、 $VRI = \frac{V_{max} - V_{min}}{V_{avg}} \times 100$ である。

面、其車丁の荷さ主の御座成。ナマリ金は理々くはてな難き難き御座成。前車

[illegible]

海上ボーリングについて

興亜開発株式会社中部支店

堀 部 信 行

まえがき

海上におけるボーリングは、自然条件、現地条件などの特異な制約・条件下で実施するものでありますが、最近になって需要が低迷する傾向にあり、稼働率の低下から、新たな設備投資に障害が起きつつあるのが実情です。一方、各種海上プロジェクトやウォーターフロントの開発などの計画・実施に伴ない、従来の内港における岸壁や埋立護岸などの浅海海域の開発から沖合い開発へと展開されるようになり、海上足場などの設備がより大型化へと変化しています。また、油や泥水の流出防止に対する環境保全など、更に厳しい作業環境となる傾向にあります。

本稿は、こうした作業環境を背景に、既存の文献・資料をもとに、つたない経験を加えて海上調査の計画・積算にいくらかでも寄与できることを願い概説した。

I. 海上ボーリングの特徴

海上におけるボーリングの陸上との相異点は

- ①調査目的及び調査現場に適応した、作業台としての海上足場が必要。
- ②港則法、海上交通安全法などの定めによる作業許可、また届出が必要。
- ③陸上と海上足場の間に交通・運搬手段として船舶が必要。
- ④足場設置（移動）作業と同時に、その都度「誘導・確認測量」が必要。
- ⑤救命胴着の着装等、海上における安全対策。
- ⑥作業環境の諸制約による能率の低下。
- ⑦調査海域の気象、海象条件による稼働率の低下。

のようなことがあげられます。

また、海上では河川や池沼と異なり水深が日々刻々と変化し、その変化量が月日・海域毎に相違します。例えば伊勢湾付近では、最低干潮位（O.D.L $\equiv$ D.L）と最高満潮位（H.W.L）の差は2.2m $\sim$ 2.7mにもなるため、事前に調査地の資料を調べておく必要があります。東海地域の主な港の工事基準面（D.L）は、潮位基準面（ $\equiv$ 海図の基準面）に近い値であり、各潮位はその港の、およその標高と考えても大差はありません。したがって、通常の仕様書・図面は水深が工事基準面や海図の基準面で

表示されているため、足場高は更に4～5 mを加算する必要があります。

これらと足場高の関係は図-1のようになります。また、港別の潮位表(表-1)とその検潮所の位置(図-2)は、下記の通りですが、これらは異常な気象などの影響は考慮されていません。

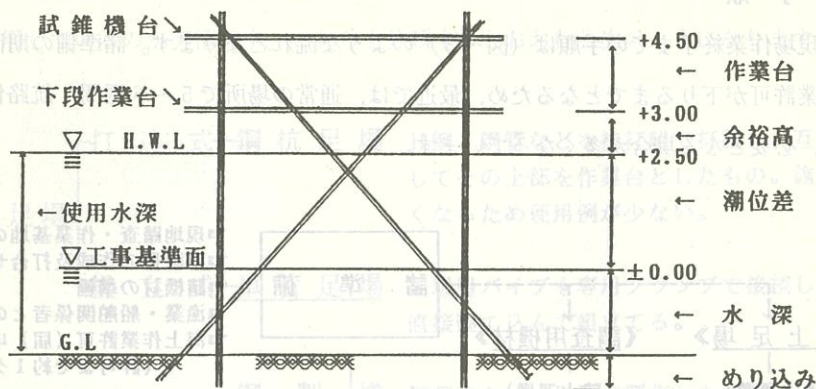


図-1 水深と足場高の関係図

表-1 港別潮位表

単位: cm

番号	検潮所	月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
①	名古屋 140	最高満潮位	242	242	239	236	240	248	259	269	271	266	253	237
		最低干潮位	-35	-24	-17	7	-2	-4	-2	3	13	24	-1	-20
②	四日市 130	最高満潮位	235	232	230	228	233	242	251	259	260	255	243	229
		最低干潮位	-34	-23	-16	6	-1	-3	-2	1	10	21	-2	-20
③	形原 136	最高満潮位	209	204	208	212	217	219	215	220	226	227	224	213
		最低干潮位	6	6	9	19	23	26	24	22	27	25	22	20
④	武豊 132	最高満潮位	226	225	225	225	231	238	247	254	254	246	233	223
		最低干潮位	-33	-21	-13	12	3	1	0	3	11	21	-2	-20
⑤	常滑(鬼崎) 130	最高満潮位	227	235	235	229	230	228	239	250	256	251	234	215
		最低干潮位	-32	-16	-9	9	-3	7	-6	1	20	17	-7	-25
⑥	鳥羽 120	最高満潮位	211	209	208	205	206	212	221	230	234	232	222	207
		最低干潮位	-28	-17	-10	6	-4	-6	-4	2	13	21	-1	-17

検潮所名の下の数値はその港の平均水面である。

昭和58年度潮位表(日本気象協会発行)から

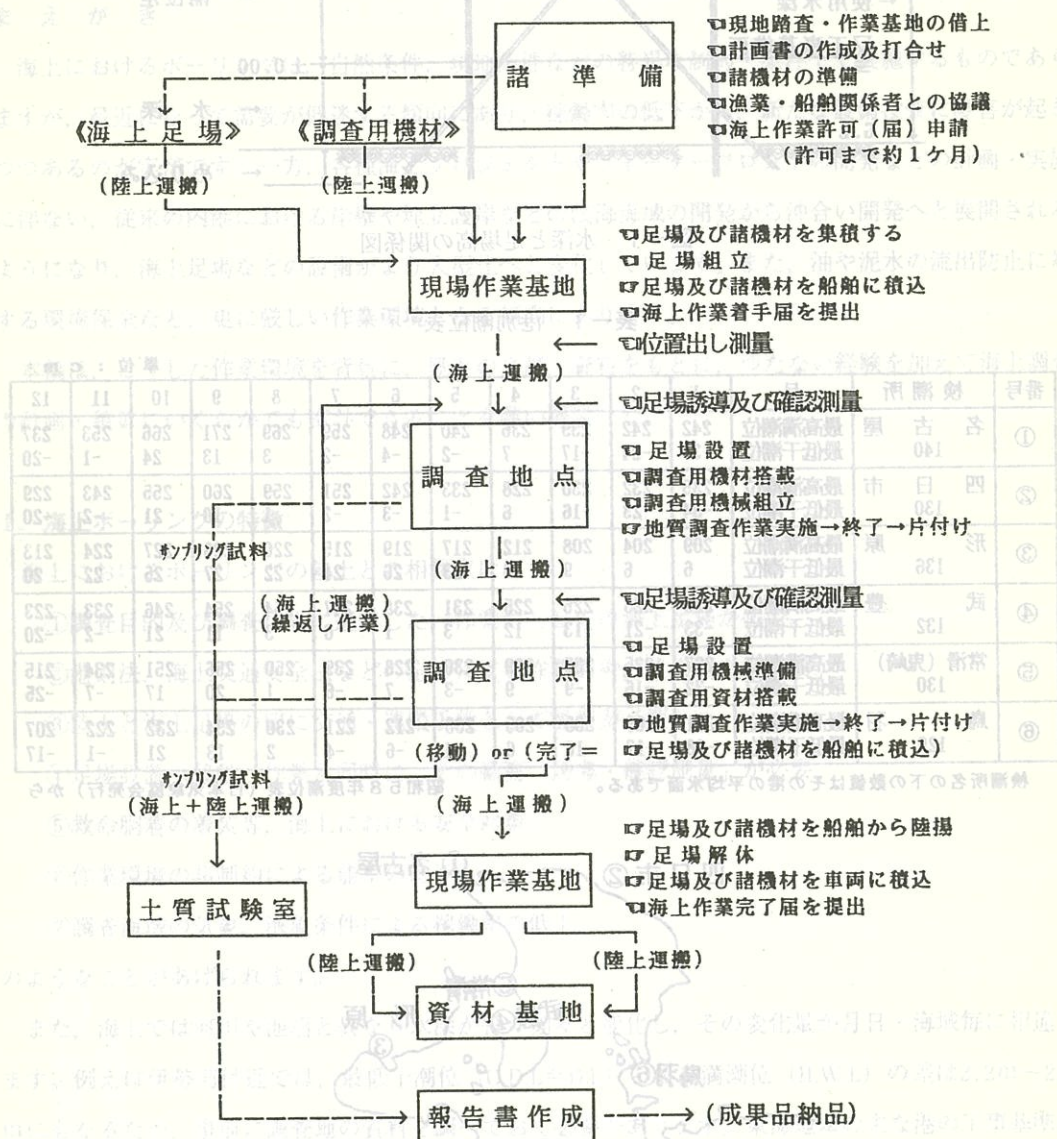


図-2 潮位表掲載地点配置図

すなわち、海上足場高＝使用水深＋余裕高（波高）＋作業台高＋めり込み深さ
ただし、使用水深＝標高（水深）＋潮位差（最高満潮位）となります。

II. 作業手順

受注から現場作業終了までの手順は（図－3）のような流れとなります。諸準備の期間は、契約締結後から作業許可が下りるまでとなるため、最近では、通常の場合で5～6週間、航路付近では8～9週間程度、必要となる場合が多くなっています。

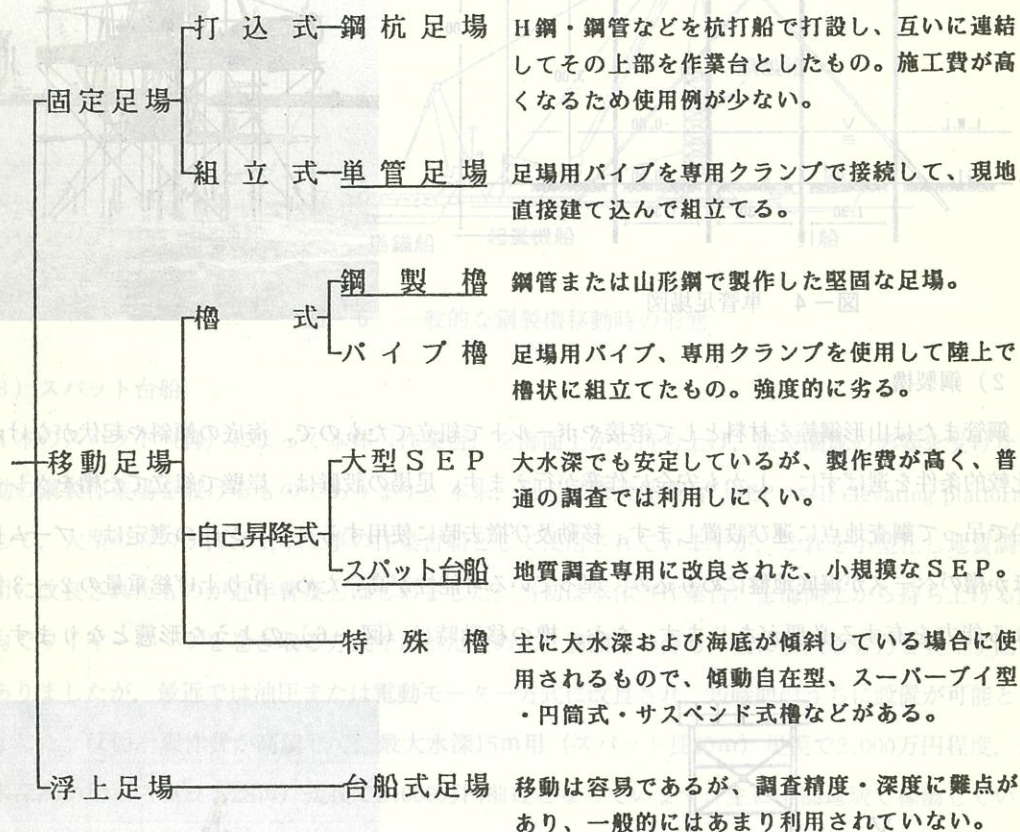


図－3 ボーリング作業の流れ

Ⅲ. 海上足場

1. 足場の種類

海上ボーリングの中で試錐深度が比較的浅いものが我々の作業と最も関係が深く、これらに使用される足場は、規格や基準とかいったものがありません。各業者が創意工夫して製作したものを現地条件に合せて使用しているのが実情です。これらを分類するとおおむね次のようになります。



以上のなかから、アンダーラインを付した東海地区で特に利用度の高い、単管足場・鋼製槽・スバット台船について説明します。

1) 単管足場

以前は足場丸太を使用して木製足場としていたが、単管パイプの普及と共に変遷し、最近では足場丸太が使用される例は少なくなってきました。調査地点で単管パイプを海底地盤に建て込みながら組立てるので、潮流の少ない比較的穏やかな海域に限られ、波高も1mを越えると危険な状態となります。また、この形式の足場は使用水深3mくらいが限界となります。以上の条件が満たされれば、一般的な現位置試験やサンプリング作業には、何ら支障は生じません。

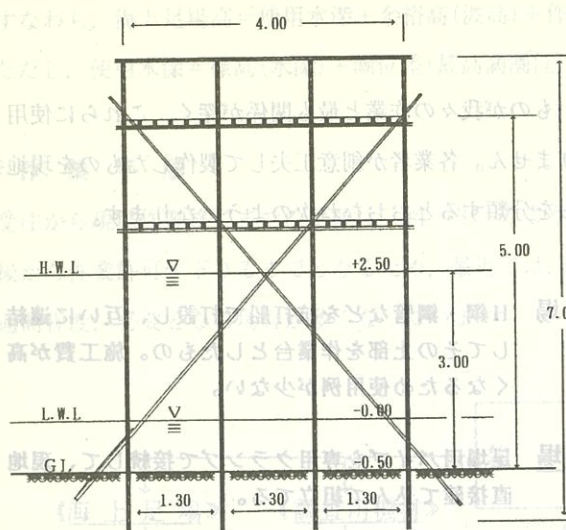


図-4 単管足場図



2) 鋼製槽

鋼管または山形鋼等を材料として溶接やボルトで組立てたもので、海底の傾斜や起伏がなければ比較的條件を選ばずに、しかも安全に作業が行えます。足場の設置は、岸壁で組立てた槽をクレーン船で吊って調査地点に運び設置します。移動及び撤去時に使用するクレーン船の選定は、ブーム長のほか槽のベースが海底地盤にめり込み、埋っている可能性が高いため、吊り上げ総重量の2～3倍吊れる能力を有する必要があります。なお、槽の移動時は(図-6)のような形態となります。鋼

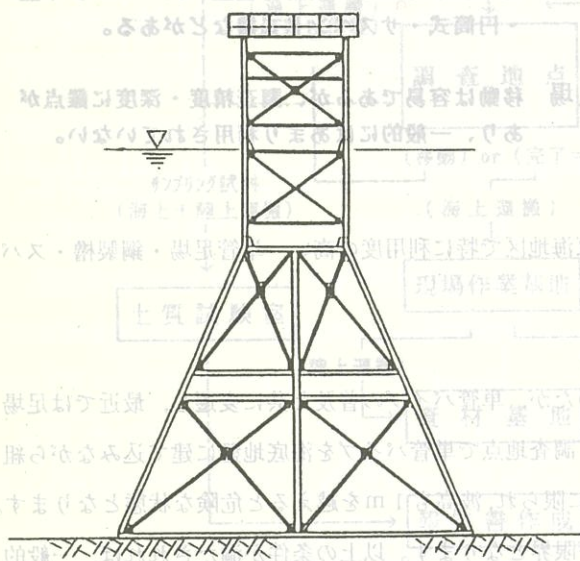


図-5 鋼製槽図



製槽は極めて堅固であるため、試錐やサンプリング、原位置試験などは陸上の場合とほとんど変わらない精度で調査を行うことができます。

ただし、調査海域の潮流が2ノット以上になる場合はアンカーの準備が必要です。

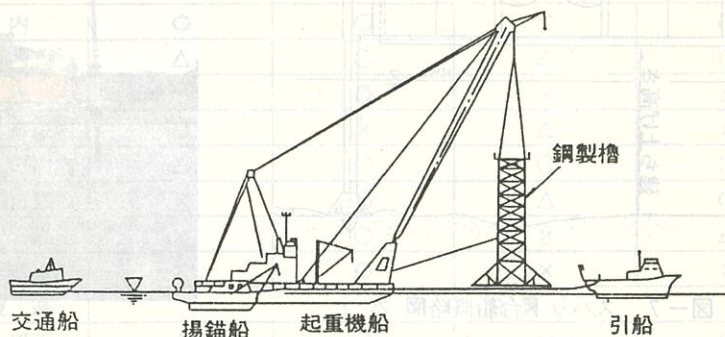
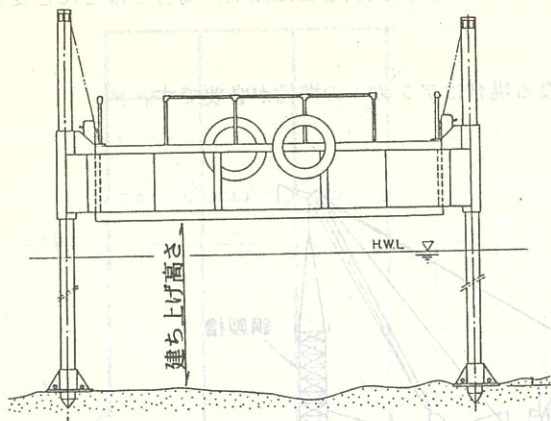


図-6 一般的な鋼製槽移動時の形態

3) スパット台船

4本のスパット（脚）によって本体（作業台）を海面上から持ち上げ、波や潮流の影響を受けない不動の鋼製作業場を設けるものであります。本来、自己昇降式作業台（SEP=self elevating platform）として、大型のものが海洋土木工事の作業台船として使用されていますが、これを小型化し地質調査専用に改良されたものが近年普及しはじめました。当初は本体（作業台）を海面上から持ち上げる際、人力でワイヤーロープを巻き取る方式であったために、満潮を待ち、更に多大な労力を費やす困難がありましたが、最近では油圧または電動モーター方式に改良され、短時間のうちに設置が可能となりました。反面、製作費が高騰して、最大水深15m用（スパット長20m）規模で2,000万円程度、最大水深20m用（スパット28m）規模で3,000万円前後となっています。主に中部地域で稼働しているスパット台船の規模は、この2機種と推定されます。

鋼製槽と比較すれば、風・波等に対して安全性は若干劣りますが、海底面が傾斜したり起伏のある場所でも使用できること、稼働が簡便なこと、調査箇所が多い場合に経済的であることなどから広く利用されるようになりました。スパット台船の能力（使用水深）は、スパット長で評価されますが、安定性は2本のスパット間の距離（横幅）によって定められます。構造・現場条件にもよりますが、安全性重視の上からスパット間の距離の2倍程度を建ち上げ高さ（図-7）の限界とする必要があると思われます。一般には非航ため、港内の稼働の場合は引船によって調査地点に曳航されます。しかし、形態が船舶と異って非常に不安定なことから、港外への移送時は台船に搭載するか、または解体して陸上輸送し、新たに組立てることになります。



図ー７ スパット台船概略図

2. 足場の選定

海上ボーリングに使用する足場は、気象・海象などの自然環境と調査目的などから、形式と大きさを決めることになりますが、これらの条件を満たすもののうち、最も経済的かつ安全に作業ができる足場を選定しなければなりません。使用水深と足場の関係は表ー2 のようになります。

表ー2 足場の種類と使用水深の関係

足場の種類	水 深 (G.L. ~ H.W.L)						
	-3	-6	-9	-12	-15	-18	-21
単 管 足 場	■						
小型スパット台船	■	■	■	■	■		
中型スパット台船	■	■	■	■	■	■	
鋼 製 檣	■	■	■	■	■	■	■

(凡 例)

最適範囲
使用限界 / \ 使用限界

しかし、準備段階では自然環境・海底地形および地質などの正確な資料が存在するケースは少なく、通常の場合、調査位置図や海底地形、調査時期、および調査内容を参考にして、熟練技術者が豊富な経験と勘で選定しているのが実情です。また、自然環境は同一地域であっても季節によって大きく異なるため、危険な時期を避ける方策も経済性・安全性の上から重要な課題となります。

種々の条件下で足場の選定を行う方法として、(表ー3) による選定法と、比較的水深の浅い海域での、箇所数と費用との関係から選定する方法(図ー8)を試みたので紹介します。

表-3 自然条件による足場の選定法

各検討項目のうち、一個でも×があればその条件下では使用不可能な足場と想定される。
また、△が数個重なるようであれば、その足場は極力避けるべきである。

検討項目		足場の種類	単管足場	鋼製槽	小型スパット台船 (20m)	中型スパット台船 (28m)
海域	港内		○	○	○	○
	湾内		△	○	△	○
	外洋		×	○	×	△
使用水深	H.W.L - 2 m以内		○	×	△	×
	H.W.L -10 m以内		△	○	○	○
	H.W.L -15 m以内		×	○	△	○
	H.W.L -20 m以内		×	○	×	△
	H.W.L -25 m以内		×	○	×	×
波浪・波高			(水深に加算)			
潮流	0.5 ノット以下		△	○	○	○
	1.0 ノット以下		×	○	△	△
	1.5 ノット以下		×	△	×	×
最大流速	10 (m/s)以下		○	○	○	○
	15 (m/s)以下		△	○	○	○
	20 (m/s)以下		×	○	△	○
海底地形	平坦地		○	○	○	○
	傾斜地(小)		△	△	○	○
	傾斜地(大)		×	×	○	○
海底地質	粘性土		○	○	○	○
	砂質土		○	○	○	○
	岩盤		△	△	△	△
掘進深度	GL- 30 m以内		○	○	○	○
	GL- 50 m以内		○	○	○	○
	GL- 80 m以内		△	○	○	○
	GL- 100 m以内		×	○	△	○

(凡例) ○=最適. ○=良好. △=要注意. ×=不適.

調査箇所数による経済性からの選定法

使用水深が3mの水域で、単管足場と小型スパット台船の2種類について、調査箇所数による経済性を下記のモデルを設定して試算してみると、5箇所を分岐点として1箇所当りの調査費は、分岐点以下では単管足場が、分岐点以上であれば小型スパット台船の方が割安となります。

また、鋼製槽と他の足場の場合は、使用条件が異なるために比較していませんが、同一条件で利用した場合は、鋼製槽のほうが割高になるものと推測されます。

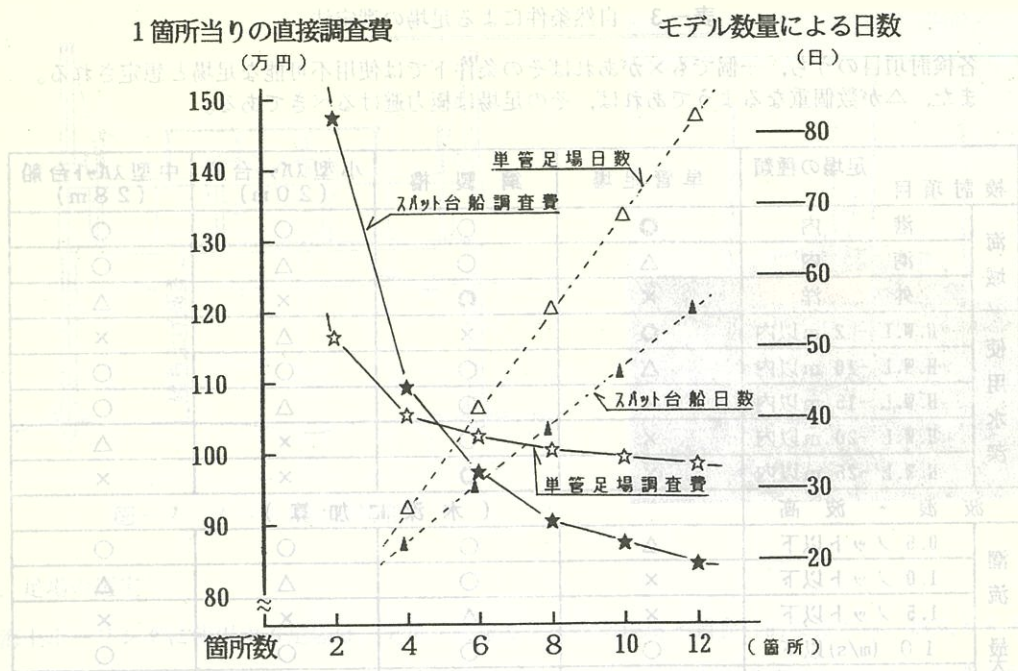


図-8 1箇所あたりの箇所数による調査費比較 (単管足場と小型 SEP)

(設定条件) 1) 箇所当りのボーリング 15m (φ66mm, 砂質土) 15回 (砂質土)
 2) 設置箇所の水深 H.W.L-3m
 3) 護岸からの距離 100m~200m

IV. 諸 準 備

1. 作業申請手続き

海上ボーリングを行う場合、海上交通安全法、港則法、その他の適用により、作業許可または届出が義務づけられています。東海地区の場合、海上交通安全法では、許可申請を要する海域は航路及びその周辺海域で、それ以外の海上交通安全法適用海域 (図-9) については届を第四管区海上保安本部長宛に提出しなければなりません。一方、港則法では、すべて許可申請書とし、特定港 (名古屋港・四日市港・衣浦港) の場合は各港長宛、適用港は管轄の海上保安部長宛に提出することになっています。なお、適用港とは次の27港です。

- 伊良湖港・福江港・泉港・田原港・豊橋港・蒲郡港・東幡豆港・吉田港・一色港・師崎港・篠島港・豊浜港・内海港・常滑港・桑名港・千代崎港・津港・松阪港・宇治山田港・鳥羽港・波切港・浜島港・五ヶ所港・長島港・引本港・尾鷲港・木本港

その他の海域についても、航行船舶の危険防止、港湾管理者などが定める何らかの規制が行われている場合があるため、事前に問い合わせなどをして確認を取る必要があると思われます。

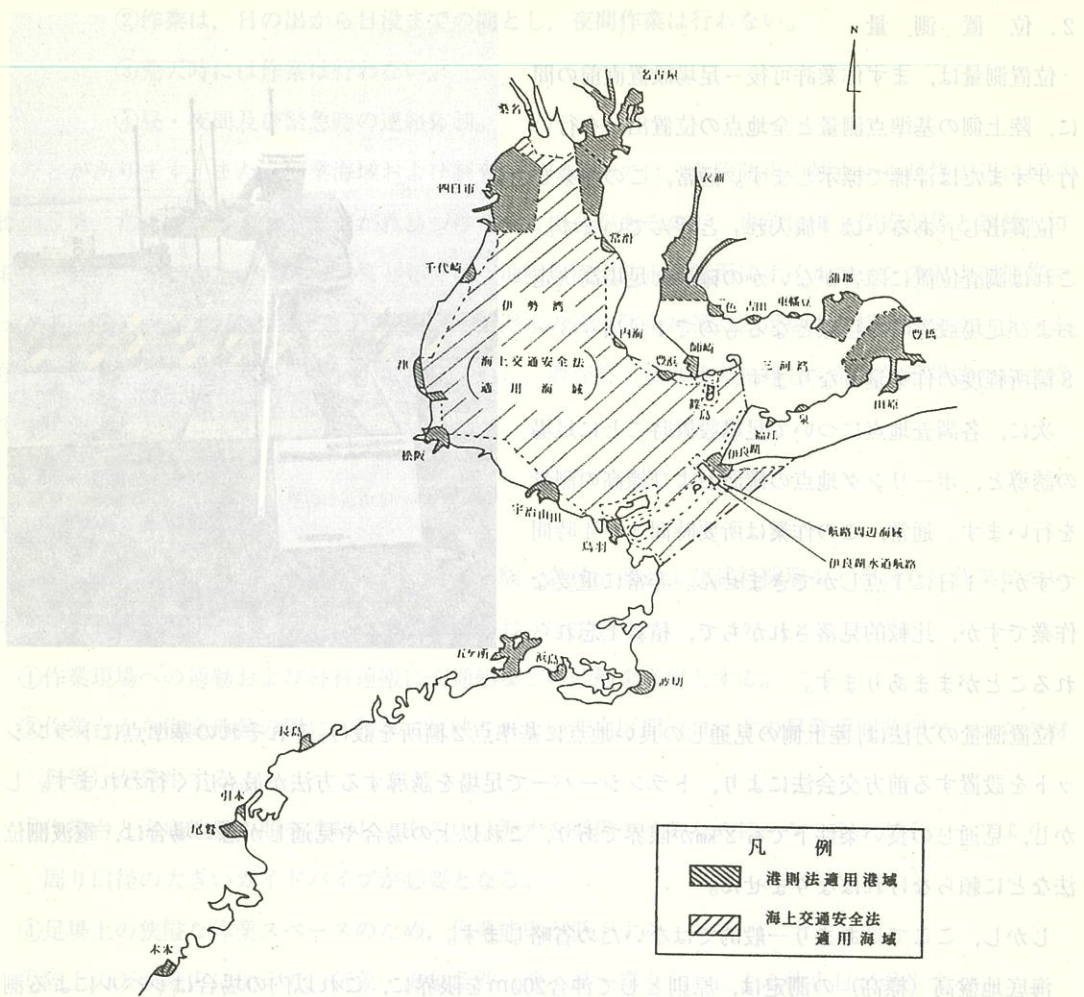


図-9 適用海域概略図

提出部数は、原則として許可申請書の場合は4部、届出の場合は3部必要である。提出後、許可が下りるまでの期間は通常の場合で1ヵ月、航路付近の場合は2ヵ月を要することがあります。

作業許可申請書（または届出書）の記載事項、添付図面および添付資料は次のとおりです。

（記載事項） （添付図面および資料）

- | | |
|---------------|------------------|
| 1) 作業の目的及び種類 | 1) 位置図 |
| 2) 作業期間及び時間 | 2) 作業計画平面図 |
| 3) 作業区域又は場所 | 3) 作業実施形態図 |
| 4) 作業の方法（詳細に） | 4) 実施工程表（全体） |
| 5) 設置標識 | 5) 使用船舶又は機械等の要目表 |
| 6) 危険予防の措置 | 6) 企業主体からの請負証明 |
| 7) 連絡場所（昼・夜間） | 7) 隣接企業等の同意書 |

2. 位置測量

位置測量は、まず作業許可後～足場設置直前の間に、陸上側の基準点測量と全地点の位置出しを行い竹オオまたは浮標で標示します。通常、この作業を「位置出し」あるいは「旗入れ」と呼んでいます。これは調査位置に障害がないかの確認と足場高決定、および足場設置時の目標となるもので1日当たり3～8箇所程度の作業量となります。

次に、各調査地点について足場設置時ごとに足場の誘導と、ボーリング地点の確認および標高の測量を行います。通常、この作業は所要時間3～4時間ですが、1日に1点しかできません。非常に重要な作業ですが、比較の見落されがちで、積算上忘れられることがままあります。

位置測量の方法は、陸上側の見通しの良い地点に基準点2箇所を設け、それぞれの基準点にトランシットを設置する前方交会法により、トランシーバーで足場を誘導する方法が最も広く行われます。しかし、見通しの良い条件下でも2kmが限界であり、これ以上の場合や見通しが悪い場合は、電波測位法などに頼らなければなりません。

しかし、ここではあまり一般的ではないため省略します。

海底地盤高（標高）の測定は、原則として沖合200mを限界に、これ以内の場合はレベルによる測量とし、これ以上の場合は比較潮位観測および光波の併用で決める方法を考えています。

3. 安全対策

海上ボーリングは、高く狭い足場の上で、長時間にわたり非常に厳しい環境下で作業を行うことが通例のため、重大事故を発生させる要因を常に持ち合わせています。このため、作業員の安全確保、航行船舶の安全、足場などの安全性について万全の対策を講じなければなりません。

また、海洋汚染が重大視されている昨今では、地域環境にも万全を期す必要があります。

作業員の安全対策として、救命胴着の着用と転落防止設備、および救命浮輪などの装備が必要となります。次に、航行船舶対策としては、海上交通安全法で足場および作業船にそれぞれ定められた種々の標識を掲示することになっています。一般に、足場上には昼間は赤旗標示、夜間は標識灯（明滅式光達距離3km）4基を設置するとともに、これらの保守点検が義務づけられています。

この他、①足場設置撤去に伴う作業中は見張員を配置し、付近航行の船舶に注意して行う。



②作業は、日の出から日没までの間とし、夜間作業は行わない。

③荒天時には作業は行わない。

④昼・夜間及び緊急時の連絡体制。

などがあります。また、作業海域および調査内容によっては、危険防止の観点から足場周辺に灯浮標の設置、常時警戒船の配備などが義務づけられる場合があるので、事前に海上保安部等と調整しておくとい良いでしょう。海洋汚染対策としては、油脂類流出防止対策用にオイルフェンスおよび捕集マットの準備をする一方、ボーリングに使用する泥水の流出防止対策に、足場上に排泥タンク（ドラム缶）などを据え付け泥水の流出防止に万全を期し、調査終了後は陸上に移して泥水処理場または土捨て場に運搬し処理します。

V. 掘 進 作 業

海上における、ボーリング（掘進・原位置試験・各種計測および試料採取などを含む）作業について、陸上の場合と相違する点を挙げると次のとおりです。

- ①作業現場への通勤および材料運搬に交通船などの船舶を必要とする。
- ②作業台から海底地盤の間に、積算に反映されない空白区間（ロッドの昇降手間及びケーシング材料等）が発生する。
- ③作業台と海底地盤の間を連結し、あるいは泥水を循環させるために、ケーシングチューブより一周り口径の大きいガイドパイプが必要となる。
- ④足場上の狭隘な作業スペースのため、作業能率が低下する。
- ⑤陸上の天候障害に加えて、気象・海象条件（波・風・霧など）による休止日が発生する。

これらの内、①の交通船は絶対に欠かせないもので、作業現場付近で借上げ使用しているのが実情であり、全体調査費の内高い比率を占めるため、調査計画・積算の段階で見落すことがあってはなりません。②～④は海上ボーリング特有の実作業上の作業ロスであり、⑤は不稼働ロスであります。なかなか発注者側の御理解が得られない部分ではありますが、計画工程の上では必ず見込まなければならない要件です。これらの作業および不稼働によるロス、いわゆる割増率の算出については次項で説明します。

VI. 海上調査の割増率

海上調査の割増の程度は、地域・時期によって大差があり、画一的な割増率の算定は困難であるため、次に示す陸上調査に対する海上割増修正係数を定めて算出するものとしています。

$$\text{修正係数 } K = a + b + c + d$$

ここに、a：調査地点の月別毎の天候障害係数（表－4）

b：海上足場までの交通船による通勤時間割増（表－5）

c：足場高による作業ロス割増（表－6）

d：作業スペースの狭隘による能率低下割増（一律に、d=0.1）

ただし、同一海域に異なる足場高が数基設置される場合には平均値とする。

海上調査の歩掛りは、陸上の試錐・試験・試料採取などの各歩掛りに、この修正係数を乗じれば算出することができます。

〔算出例〕

場 所：名古屋港 調 査 時 期：8月

足場の高さ： 15m 交通の所要時間：20分

修正係数 $K = a + b + c + d$

$$= 1.18 + 0 + 0.08 + 0.1 = 1.36$$

表－4 地点別天候障害係数一覧表

地 名	月 別 障害係数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	係 数	1.40	1.57	1.40	1.33	1.31	1.32	1.26	1.18	1.25	1.23	1.14	1.16
名 古 屋	障害日数	8.8	10.2	8.8	7.5	7.4	7.2	6.4	4.7	6.0	5.8	3.6	4.2
	係 数	1.37	1.61	1.31	1.28	1.24	1.35	1.26	1.18	1.28	1.22	1.14	1.14
津	障害日数	8.3	10.6	7.3	6.5	5.9	7.8	6.3	4.8	6.6	5.5	3.6	3.7
	係 数	1.37	1.35	1.25	1.39	1.38	1.44	1.37	1.37	1.46	1.26	1.20	1.17
尾 鷲	障害日数	8.4	7.2	6.2	8.4	8.5	9.2	8.4	8.3	9.5	6.3	4.9	4.4

本表の障害日数は、理科年表（平成4年度版）の資料に基づき次のとおり算出した。

①. 月別天気日数から「雪」および「霧」の日数を別個に抽出する。

②. 日降水量 10mm 以上の日数を抽出する。

③. 日最大風速 10 m/s 以上の日数を抽出する。

④. 以上の4項目の最大値に、他の3項目の合計値の 1/2 を加えたものを障害日数とする。

障害係数は次の式により算出した

$$\text{障害係数} = \frac{\text{各月日数}}{\text{各月日数} - \text{障害日数}}$$

表－5 海上足場までの交通船による通勤時間割増

通勤時間	割増率(%)	係 数 b
30分以内	0	0.0
60 分	10	0.1
90 分	20	0.2

表一6 足場高による作業ロス割増

足 場 高	割増率(%)	係 数 c
5 m	3	0.03
7 m	4	0.04
10 m	5	0.05
12 m	6	0.06
15 m	8	0.08
20 m	10	0.10
25 m	13	0.13
30 m	15	0.15

おわりに 海上における調査は、自然を対象にしているため、例え同じ場所であっても日時が変われば二度と同じ条件にはならないといっても過言ではないほど作業環境が変化します。この拙文で海上調査の概要を説明することすら極めて困難であり、ご理解いただくには不十分とは存じますが、一つでもお役にたてれば幸いです。次に受注者側としては、発注者側の目的を満たす成果を提出する義務があります。と同時に、企業維持に必要な利潤をも生み出さなければなりません。例え不可抗力にしろ、トラブルの発生は多大な冗費と時間の浪費となり、何等の得策にもなりません。

調査担当は、事前に十分な現地調査を行い、調査目的に見合った調査体制や手法、および資・機材を計画の段階でしっかりと把握して、安全性・経済性に留意し、目的にかなった海上調査を完成されることを望みます。

参考文献

- 1) 国立天文台編(平成4年度版)理科年表
- 2) 海洋調査会編(昭和63年)海洋調査技術マニュアル
- 3) 全国地質調査業協会連合会編(平成3年度版)全国標準積算資料《海上調査編》

これからのボーリング仮設（山岳地）

深さ (m)	傾斜 (%)	地質 (m)
30.0	3	m 2
40.0	4	m 3
50.0	5	m 4
60.0	6	m 5
80.0	8	m 7
101.0	101	m 103

(株)ダイヤコンサルタント

橋 井 智 毅

ま え が き

昨年中部地質調査業協会で行いましたボーリングマシンの特別安全教育の受講者は約450名でした。また毎年全地連で実施しております地質調査の技士の検定試験の受験者はこの地区だけで70名～80名で、その合格者は20～30名です。このことから中部地区で地質調査のため現場で毎日活躍している地質調査のフィールド技術者は700名～800名に達しているのではないかと推定いたします。

一方、建設部門の土質及び基礎、応用理学部門の地質の技術士はこの地区に70名～80名くらい居るのではないかと思います。地質調査技士が野外におけるメカニカルな測定部門を、後者がコンサルティング部門を分担しハード部門とソフト部門が一体となって信頼性の高い地盤情報を各界に提供する根幹を支えております。

熟練した地質調査技士、高い水準の知識と判定力を要求される地質調査技師によって支えられる今日の地質調査業務を振り返ったとき、今後労働力の供給の制限がますます高まる中で作業環境の改善こそが一日も早く実施されなければならない最重要課題と考えました。

私たちが毎日理想を掲げ、情熱を注いでいる地質調査業務の作業環境の改善の遅れは、他の産業の技術の進歩と改善の状況を見ると、改めて痛感されるところです。ボーリング機械の自動化、標準貫入試験の自動化などいろいろな試みは目下進行中ですが、直接地面を観察し、ボーリング作業を実施しなければならない技術者にとってその現場に計測機器やボーリング機械を持って行くということが、まず第一の重要課題であり、ここではこの面について考えてみたいと思います。

1. 山岳地のボーリング仮設

山岳地のボーリング作業も市街地のボーリング作業も、調査そのものは全く同じと言っても過言ではありません。調査孔が深く、地層が硬ければ大型のボーリング機械、場合によってはワイヤーライン等を使用したり、ハンマーを使ったりとそれぞれ地盤や地質によって、機械を選定します。個々の調査作業は、営林署の立入許可、地主、立木、用地等の事前の接触、作業中の泥水の処置、騒音とかいろいろとありますが、山岳地のボーリング調査の市街地に於けるそれとの基本的な相違点は、単に山に登って作業することだけです。

「山に登る」と一語ですが、このことによって、数トンの機械や資材を調査地点に運び揚げ、調査技術者は毎日、夏の暑い日も雨の日も山に登らなければいけません。又ボーリングに必要な水も場所によっては数kmも先の沢水を採ることもあり、水源地の点検のため山の中を往來することになります。これらの様々な山の自然条件によって、山岳地のボーリング調査は様々な仮設備が必要となってきます。その仮設備を大きく分類すると、

- ①機械、資材の運搬に関する設備
- ②ボーリング作業に必要な水の供給に関する設備
- ③調査技術者の作業環境に関する設備
(作業員の通勤に関する設備)

上記の3つがその主たるものとして挙げることが出来ます。

機械、資材の運搬は道路からの距離、山岳の地形、立木の状況などの自然条件と、用地とか立木の伐採とかの社会的条件によって異なりますが、ケーブルクレーン（索道）特装車（クローラー）、モノレール、ヘリコプター、と様々な方法が従来から使用されて来ました。

ここでは、山岳地で従来から多くの現場で使用されていましたケーブルクレーンと、最近特に多く採用されるようになったモノレールについて述べてみたいと思います。

2. ケーブルクレーン（架空索道）

ボーリング機械、機材、資材を調査地点まで運搬する設備として、動力ウィンチを使用したテール付走行式ケーブルクレーンが最も広く使用されています。支柱間にワイヤーロープを張り渡し、それを軌道としてキャリアを走行させる設備です。通称「索道」です。

労働安全衛生規則では、「索道」を専ら林業従業者が原木又は薪炭を運ぶ設備（規則第16条別表－1）と定義し、地質調査でボーリング機械、資材を運搬する同様の設備はケーブルクレーンと区別して取り扱っています。然しながら地質調査で従来から使用してきたケーブルクレーンは吊上げ荷重が0.5トン未満の小型の設備がほとんどであったため、法律、規則の適用を受けませんでした（規則27条、クレーン等安全規則2条）。また、大型の設備であっても3トン未満で、その使用期間が6ヶ月以内の仮設備であったため、事業者が独自に設置し、ケーブルクレーンの特別安全教育受講者（林業架線主任者）によって運転されているのが実情です（法第88条、規則87条）。

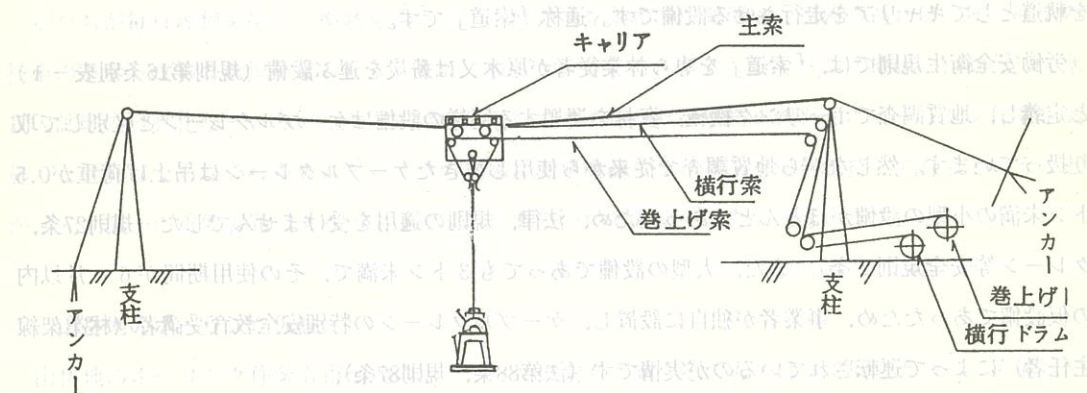
官公庁の積算基準では、ボーリング機械の運搬、資材の運搬は、「人肩運搬」、「特装車（クローラ）運搬」が主で、基準として「ケーブルクレーン」による運搬は特殊な運搬方法としているように思料されます。従って都度設計見積がされるようです。

簡易に架設することが出来、運転することの出来る小型のケーブルクレーンは、通常作成する調査実施計画や、見積書作成時点では軽便な設備である由に軽視しがちですが、ボーリング機械が大型の

ものを使用する現場などでは、0.5トン以上のケーブルクレーンが必要となり、架設専門業者に委託しなければなりません。そのためクレーンの架設費用が高み、ボーリング調査よりもケーブルクレーンの架線原価の方が大きくなることもあります。



索道運転状況



索道概念図(土木工事仮設マニュアルより)

土木工事で使用されるケーブルクレーンの積算は、ケーブルクレーンの組立解体と、ケーブルクレーンの運転とで計上されております。組立て解体は世話役、特殊作業員などの労務費が計上され、運転は資格を有した運転手、王掛け資格のある特殊作業員、燃料、機械、ワイヤーの損料などで構成さ

れています。重の索に11を乗せ、 $1.1 \times (\text{掘削深度} \times \text{最大掘削径} + \text{自重}) = \text{重荷指数} > \text{最大掘削径}$

地質調査業務でのボーリング機械、資材の運搬に供する吊り上げ荷重の大きなケーブルクレーンは、官公庁での設計積算金額と、市場の実勢価格と大きな相違が生じることがしばしばあります。それは、地質調査業務の場合土木工事と異なり、運搬する機械、資材の総重量が、ケーブルクレーンの規模に無関係に小量であり、日当り運転時間、総運転日数ともに短時間であるため、計上損料、拘束特殊作業員の労務費が、極端に小額となっているのではないかと推量いたします。従って、実態はワイヤーロープの代金にも満たないケースにしばしば遭遇することがあります。また3トン未満のケーブルクレーンの場合は、ワイヤーロープは新品を購入して使用するのが通例であることも見逃すことが出来ません。

ケーブルクレーンの構造は一般的に、綱索、ウィンチ、キャリア、支柱、アンカーなどより構成されています。設計は綱索を中心にアンカー、動力の計算などをいたします。特にロープの張り方は主索の寿命、運転のし易さ、ロープの安全率などが大きく変わります。起点と終点を結んだ直線と実際のロープとの鉛直距離をサグ（垂下量）と言いますが、支柱間とサグを仮定して主索の張力を計算します。サグを小さくする程ロープの張力は大きくなり、サグを大きくすれば荷物が揺れ、綱索が曲げられて傷みます。従って綱索の寸法、支柱の構造は個々の現場によって異なります。このように現場毎にひとつひとつ設計、計画を実施しなければならない設備を単純に、単位メートル当たりいくらと見積もっているところに、実勢価格との差があるのではないのでしょうか。

ちなみに試錐機の大きさ（≡掘削孔径及び掘削深度の異なり）によるケーブルクレーン、特に仮設ワイヤーロープの適用例の概略を以下の表に示します。

〈掘削深度等による適用試錐機とワイヤーロープの目安〉

掘進長 (m)	適用試錐機	公称能力 NQ～φ66(m)	最大分解重量(kg) 総重量	ワイヤーロープ等(mm)
1,000	TEL-3級	1,000～1,300	440 2,200	主索用 18 (6×7 A種) 横行索用 10 (6×19 ") 巻上索用 9 (" ")
500	L-38級	560	360 1,650	主索用 16 (6×7 A種) 横行索用 9 (6×19 ") 巻上索用 8 (" ")
200	D・2-G級	210	90 584	主索用 12.5 (6×7 A種) 横行索用 6.3 (6×19 ") 巻上索用 5.0 (" ")
100	OP-1級	150	80 380	
50	YBM-05級	50	80 300	

最大分解重量<設計荷重=(キャリア自重+最大分解重量)×1.3+巻き上げ索の重量/2
上式によりケーブルクレーンの設計荷重が算出されますが、これについては、前にも述べたように労働安全衛生規則第498条～第517条に詳述してあるとともに、種々の参考書にその設計例が計算されています。[例-(社)北陸建設弘済会版;土木工事仮設マニュアル第32章架空索道(ケーブルクレーン)]。これらに基づいて各現場の条件―掘進長、主索長、仮設地形―等に合わせ、ケーブルクレーンの設計を行うことが必要となります。

但し、規則にも述べてあるように、最大使用荷重が200kg未満で、支間の斜距離の合計が350m未満のケーブルクレーンであればこの規則は適用されないことになっており、前掲の表の200m級以下の試錐機のケーブルクレーンはこの範囲のものということになります。

3. モノレール

近年モノレールの簡便性が注目されるようになりました。モノレールはみかん畑、茶畑など傾斜地での農業用として開発されたもので、約8年ほど前、筆者等はダムの調査で立木の伐採が難しく、ケーブルクレーンの架線が出来ない状況の現場で、ボーリング機械運搬用として初めて使用しました。

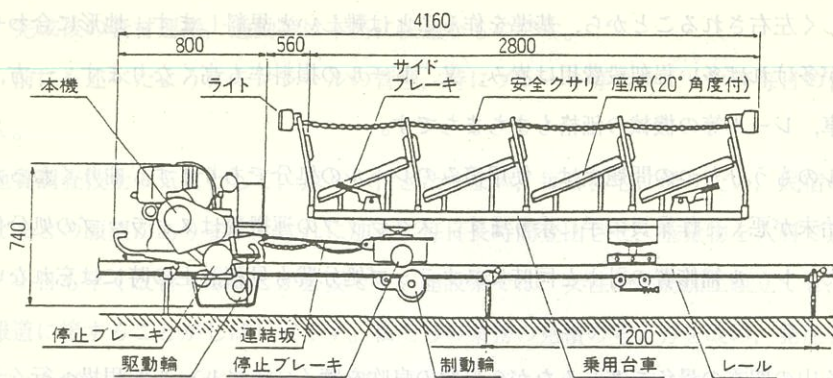
当時は用地とか立木など条件に対して自在に曲げて対応出来ることからケーブルクレーンの代替用として、比較的距離の短い現場の運搬用として考えていましたが、最近では3km、4kmと長距離のモノレールを仮設し作業員の乗用可能な台車を連続して利用するようになりました。

山岳地でのボーリング調査の最大の難点は重量物を現地に輸送することと、作業員、調査技術者を毎日現場に通わせることです。従来は山中に仮の通路、栈橋、階段などを仮設し、徒歩で毎日山登りをさせ、山岳地のボーリング調査が嫌われる要因の一つとなっていました。これらの解消策になるのではないかと期待出来る工法のひとつです。機械や資材のみならず人員を輸送するとなるとモノレールは従来に増して安全性を要求され、新たにいくつか検討しておかなければならない点が生じてまいりました。

労働安全衛生法、労働安全衛生規則に於けるモノレールの取扱はあまり明確に理解することが出来ません。ここでは愛知労働基準局地方産業安全専門官山本芳行氏の説明を引用します。「モノレールは労働安全衛生規則第195条に定義される軌条である。(ただし)第196条以降の条文はトロックを想定したもので、新しく開発されたモノレールに適用することが不合理なので適用外とする。」

モノレールが軌道装置に該当するならば、労働安全衛生規則第36条に規定される危険業務であり、その運転業務は特別安全教育が必要となり、長期に亘って使用する場合は所轄労働基準監督署長に設置計画を届け出る義務が生じます(法88条)。(労働安全衛生規則第87条では、仮設で且つ設置期間が6ヶ月以内であれば届出義務は免除されます。)

然しながら労働安全衛生規則の適用を受ける軌道装置(トロック)は、レールの重量が車輛重量5



乗用モノレール全体図



t未満の場合9.0kg/m以上とされており、最大積載重量700kgのレールが4.1kg/mのモノレールに対して軌道装置と定義するのは、無理があるように考えます。近い将来、モノレールに対し労働安全衛生規則に、新項目あるいは経過措置が制定されることも考えられますが、積載重量かレールの寸法で区別して適用するのが現時点では妥当ではないかと考えます。ただし機械や資材のみならず、人員輸送にもモノレールを使用するとなると特に安全管理に万全を期さなければなりません（現実に乗用モノレールの設備がある）。例えば、

・指定者以外運転禁止。 ・1ヶ月ごとの定期点検。 ・仕業点検。

・検査、点検記録の保存。（労働安全衛生規則第228条～第232条）

など十分な管理体制が必要となるものと考えます。現時点では労働基準監督署へ届出審査表に該当事項を記入の上提出を行うことで使用が可能となっています。

モノレール使用についての次の問題点は、モノレールが土木関連業界に参入した歴史が浅いことから、モノレールの仕様、安全規準、市場への供給価格、レール架設作業員、架設工事費などの市場環境が未熟なままだんどんと使っている現状です。全国地質調査業協会より発刊されている「全国標準積算資料」にその歩掛かりの一例が紹介されていますが、レールの敷設、架台の設置が現場のいろん

な条件に著しく左右されることから、基準を作ることは難しいと思料します。地形に合わせて曲げ加工する箇所が多ければ多い程架設費用は嵩み、又、レールの損料率も高くなります。一方、メーカーによって台車、レール等の機械の価格もまちまちです。

モノレールのもうひとつの問題点は、使用済みのレールの処分であります。曲りくねった鋼材のスクラップは始末が悪く、作業員の手に余ります。スクラップの運搬費はスクラップの処分代金にとても足りません。レール補修費の計上と同時にスクラップ処分費も見積計上の時には忘れないようにしましょう。

移り変わる山の四季の景色を楽しみながら自然の息吹を聴く。モノレールで現場へ行くことは、山岳ボーリング調査の魅力をひとつ付け加えることになると思います。

4. 作業環境の整備

建設省では「人を大切にする建設産業を目指して」と題して、第二次構造改善プログラムを定め、関連機関との連携のもとに強力に推進することを図っています。このプログラムの基本的な考え方の一つに、「安全で快適な作業環境の確保」を通じて建設産業全体のイメージを高めようとするものです。

私ども地質調査産業においても、安全で快適な作業環境の整備は欠かすことの出来ない重要なテーマであり、個々の企業にとっても従業員の福祉の向上面から急がなければならないことであります。然しながら地質調査業務は、その規模が一般の建設工事に比較して小さく、現場での作業期間も短いために現場の作業環境は「安全で快適な作業環境」とは程遠いものであります。

山岳地でのボーリング調査では、作業現場への毎日の通勤、資材、機械の運搬、現場での作業条件、どれを取り上げてでも劣悪の一語につきます。獣道を時間をかけて現場にたどり着き、雨露を避けるためのシートの陰で昼食をとり、という環境はまさに「キツイ」、「キケン」、「キタナイ」の3Kといえるのではないのでしょうか。昨今の若者にとっては魅力ある職場として飛び込んで来るとはとても思えません。

山岳地の地質調査業務は、ダム、トンネル、と言った官公庁発注の業務がほとんどです。建設省の積算基準では、直接費のほかに、間接調査費として、「仮道」、「仮栈橋」、「営繕損料」などは現場積算体系の中で計上できる仕組みになっているようです。然しながら地質調査業務が建設工事に比較して金額が小規模、後期が短いなどの理由と思われますが、これらの間接調査費が設計書に計上された事例はほとんど見ることはありません。せめて60日以上現場期間、30分以上の登山をしなければならない作業現場では、前に述べた乗用モノレールで現場に行き、簡易詰所で昼食をとりたいたいものです。著者等もダムサイトや原石山、あるいは導水路トンネル等の地質調査の資材運搬及び人員の通勤、移動に1.4km、3.5kmといった長距離のモノレールを仮設するという経験をつい最近いたしました。笹藪や雑木林の伐採、40度前後の急坂でのモノレールの敷設等、仮設段階での苦労は数多く体験し

ましたが、完成後の資材運搬、通勤等は本当に快適なものです。

ただし、前にも述べたようにモノレールの管理、特にブレーキ等のチェック等毎日の仕業点検が欠かせません。

今日の地質調査技士の気質として、遠くへ行きたくない、毎日自宅に帰りたい、民宿の雑魚寝はいやだ、などなどの願望があります。これに加えて毎日長時間登山させ、重量物を人肩で運搬させることなどは、1日も早く改善することが必要です。建設業では、女性が鉄筋加工組立てし、重機を運転するとの報道に接することがしばしばです。私たちの業務の見積の考え方を改め、発注官公庁の設計を改善していただく以外に「作業環境の整備」はないと考えるのは私だけでしょうか。

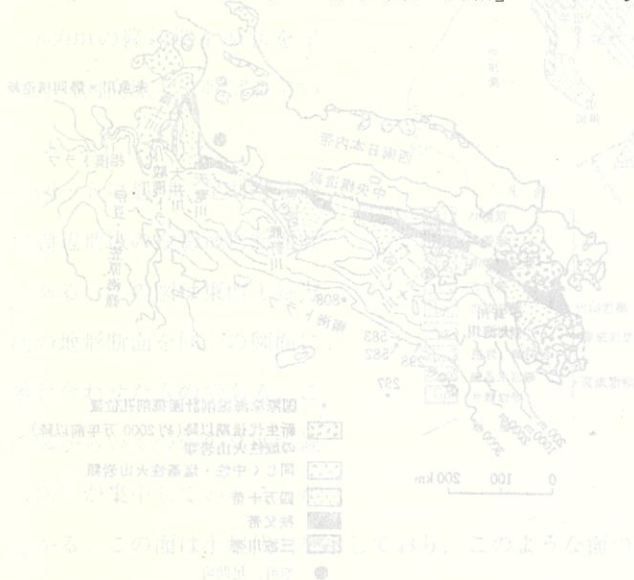
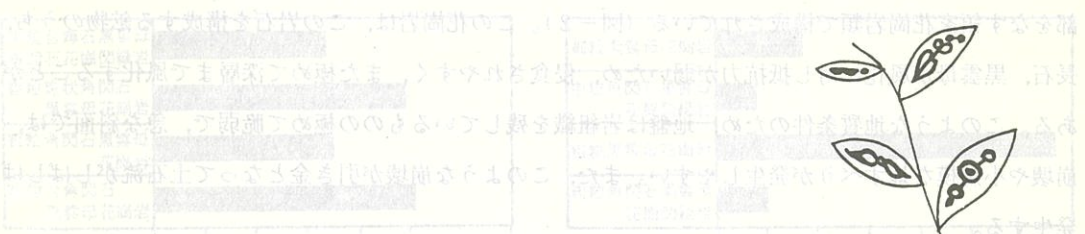


図1-1 琵琶湖周辺の地形図

た、愛知県を含む中部地区は、中央構造線に支配され、北東-南西方向の地質構造を示している。湖山地区は、この構造線に接する。湖山の地質構造は、湖山の地質構造を示している。湖山の地質構造は、湖山の地質構造を示している。



この図は、湖山の地質構造を示している。湖山の地質構造は、湖山の地質構造を示している。湖山の地質構造は、湖山の地質構造を示している。



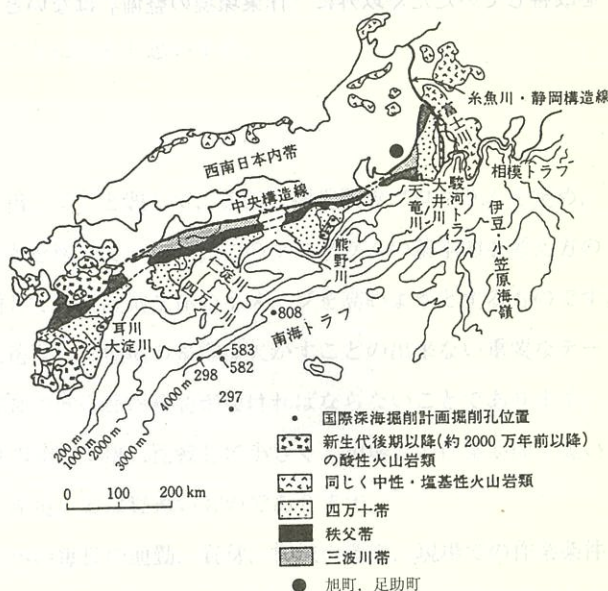
平成元年旭・足助災害について

愛知県土木部

砂防課長 杉 浦 博 之

はじめに

平成元年9月19日19～20日に太平洋沿岸を通過した台風22号が、秋雨前線を刺激し、愛知県と岐阜県の県境付近を中心とする恵南・東加茂地域に局地的な豪雨をもたらした。この豪雨により愛知県内の東加茂郡旭町、足助町で800箇所を越える崩壊と、80を越える溪流で土石流が発生し、尊い人命と多くの財産が失われた。本報文は、この災害の土石流による土砂災害を中心に、自然条件や災害の状況、土石流の実態を取りまとめたものである。



図－1 西日本の地質構造
(平朝彦：日本列島の誕生，1990)

1 災害からみた東加茂地域の自然条件

1-1 地 質 条 件

旭町、足助町は、中央構造線の内側、いわゆる内帯に位置し(図－1)、その地質は三河山地の主部をなす領家花崗岩類で構成されている(図－2)。この花崗岩は、この岩石を構成する鉱物のうち、長石、黒雲母が風化に対し抵抗力が弱いため、侵食されやすく、また極めて深層まで風化することがある。このような地質条件のため、地盤は岩組織を残しているものの極めて脆弱で、急な斜面では、崩壊や小規模な地すべりが発生しやすい。また、このような崩壊が引き金となって土石流がしばしば発生する。

今回の災害で発生した崩壊の単位面積当りの箇所数と花崗岩の細分類との関係を図－3に示す。47年の小原藤岡災害では、図－4に示すように、粗粒黒雲母花崗岩の分布域で崩壊の頻度が高く、中粒、粗粒角閃黒雲母花崗岩の分布域で低いといった顕著な特徴をもっていたが、今回の災害では、この

ような有意な特徴を認めることはできなかった。

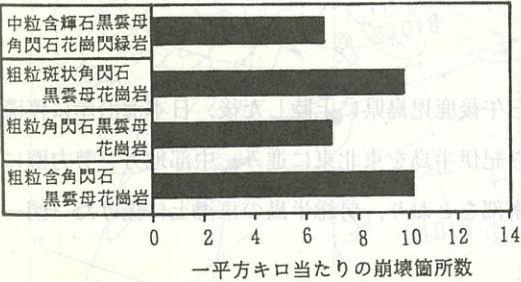
1-2 地形条件

旭町、足助町は、愛知県の山間部の大部分を占める三河山地内に位置する。この三河山地は山体全体の標高が300～800mの隆起準平原状を呈し、三河高原とも呼ばれている。

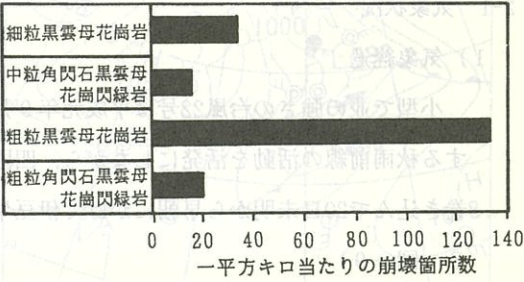
図－5は旭町、足助町並びに周辺地域の投影地形断面図である。この図は東西1 km方向の地形断面を同一の図面に重ね合わせたものである。この図からいくつかの高度で線（面）が集中していることが

分かる。この面は小起伏面を示しており、このような面の端部では侵食作用により遷急線が形成され、この付近を頭部として崩壊が発生しやすい特徴をもっている。この地域でのこのような面が多いことから、地形的に崩壊の発生しやすい素因を有していると考えられる。

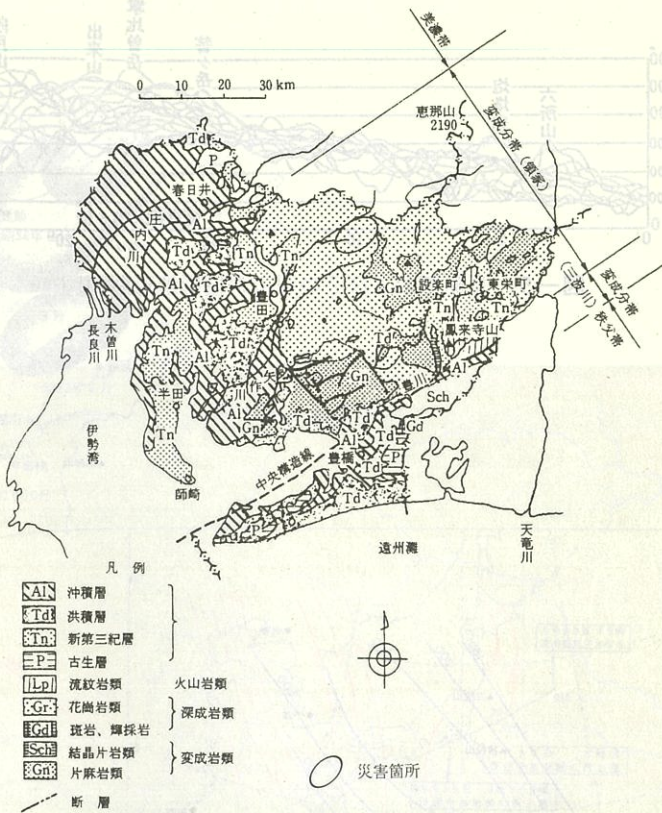
また、愛知県を含む中部地区は、中央構造線に支配された領家帯、三波川帯、御荷鉾帯の影響を受けて北東～南西方向の地質構造を示している。三河山地もこうした支配構造とは無関係ではなく、北東～南西方向に山塊が平行に並んでいる。こうした特徴は、図－6に示すこの地域の切峰面図からも



図－3 元年災害地質別崩壊箇所数状況



図－4 47年災害地質別崩壊箇所数状況
(昭和39年から昭和47の推移を示す)



図－2 愛知県の地質

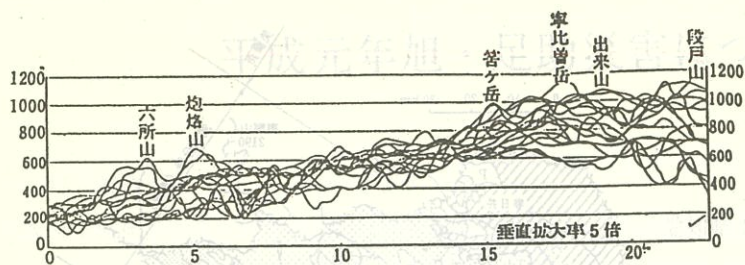


図-5 足助町およびその周辺の投影地形断面図

理解することができる。この図から恵那山～三国山～猿投山、寧比曾岳～段戸山～碁盤石山がそれぞれ同方向に配列していることが分かる。このような地質構造に支配された地形がこの地域の地形的な特徴の一つとなっている。

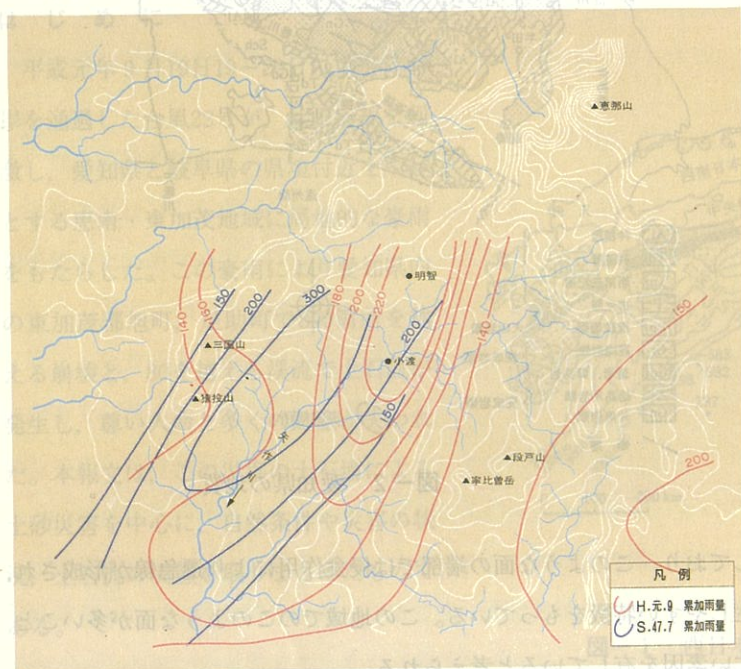


図-6 西三河地方の切峰面図

1-3 過去の災害雨域と地形の特徴

梅雨期や台風期には、前述した北東～南西方向の地形的特徴に支配された雨域を示しやすいことが、過去の豪雨災害の被害区域の形状から推測することができる。つまり、図-7に示すように、過去の災害区域が北東～南西方向に楕円状を示しているが、今回の災害区域も同様な傾向を示していた。

2 災害の状況

2-1 気象状況

1) 気象経過

小型で並の強さの台風22号は平成元年9月19日午後鹿児島県に上陸した後、日本海沿岸に停滞する秋雨前線の活動を活発にしながら、四国から紀伊半島を東北東に進み、中部地方を勢力圏に巻き込んで20日未明から早朝にかけて伊豆半島南部をとおり、房総半島の東海上に抜けた(図-8, 図-9)。

2) 降雨量

9月18日からふり始めた雨は夜になって降り止んだが、19日午前より再び降り始め、昼過ぎに

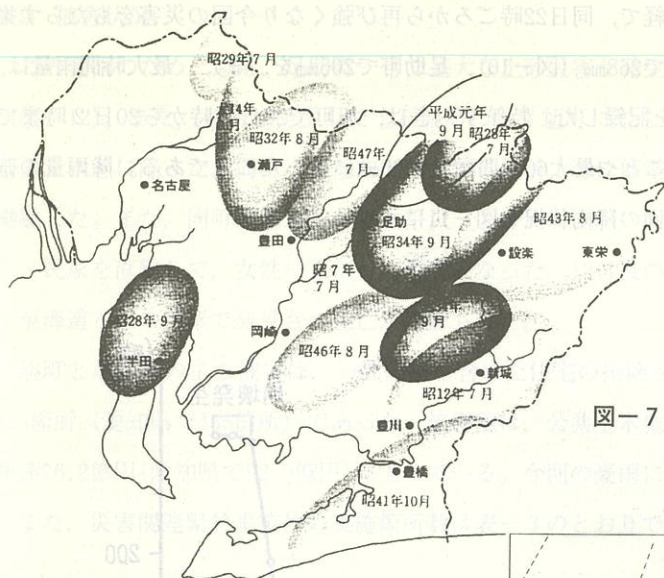


図-7 災害地図

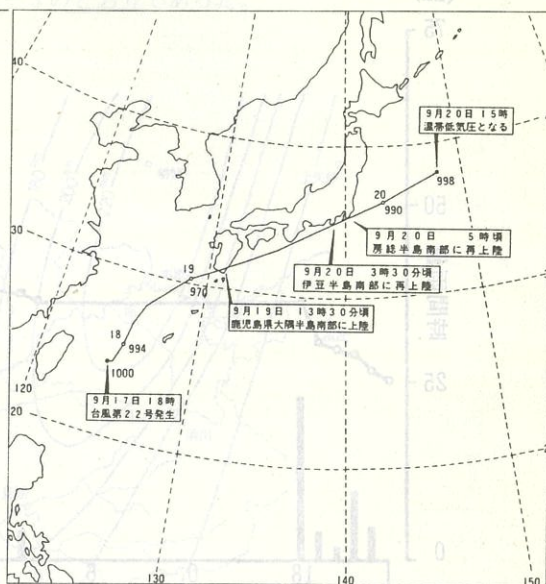


図-8 台風22号の進路

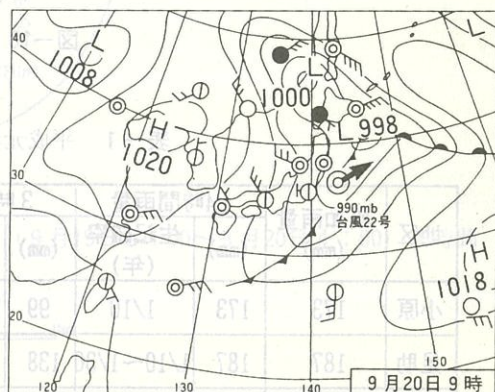
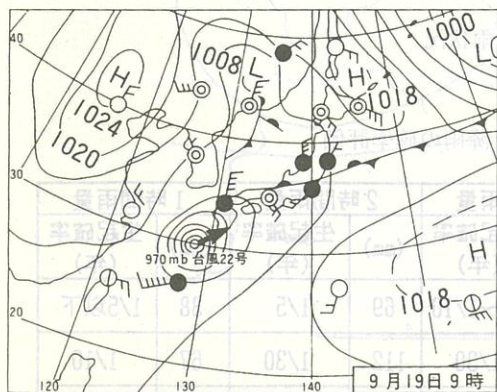


図-9 地上天気図

強くなった。その後、小康状態を経て、同日22時ごろから再び強くなり今回の災害をもたらす集中豪雨となった。連続雨量は旭町で268mm（図-10）、足助町で205mmを、また、最大時間雨量は、旭町で68mm/h、足助町で67mm/hを記録した。特筆すべきは、旭町で20日0時から20日2時までの2時間に136mm/2hを記録したことや最大60分間雨量が95mmに上ったことである。降雨量の確率評価を表-1に示す。また、今回の降雨状況を図-11に示す。

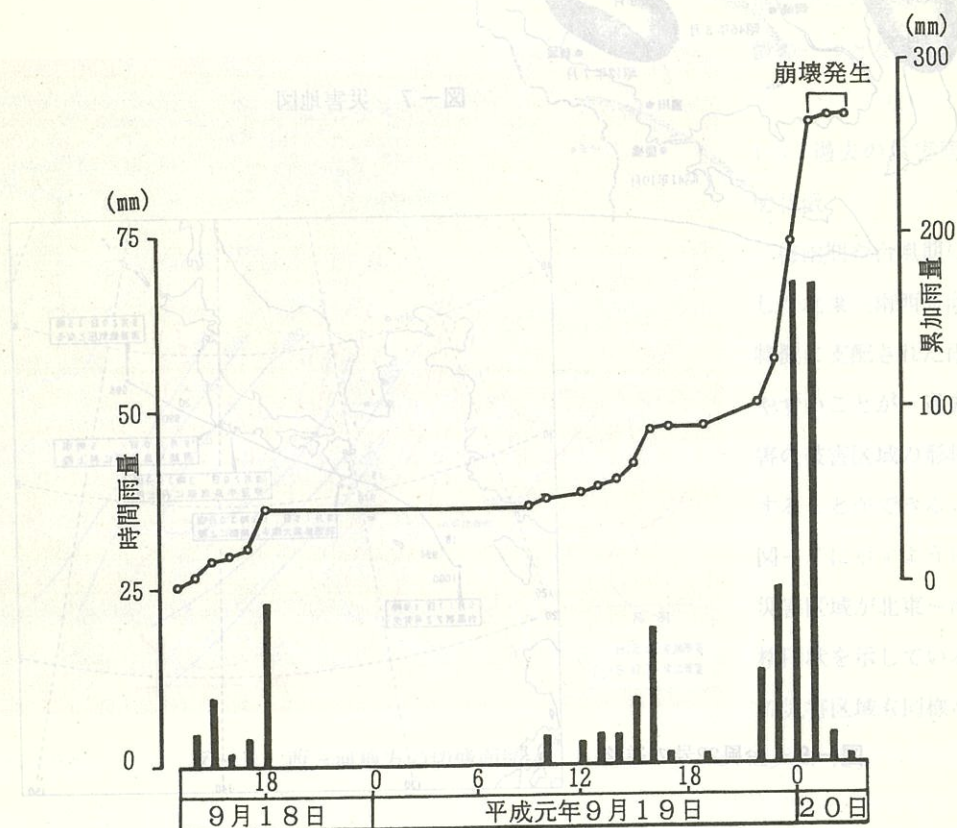


図-10 降雨状況

表-1 平成元年災降雨の確率評価

地区	累加雨量 (mm)	24時間雨量		3時間雨量		2時間雨量		1時間雨量	
		(mm)	生起確率 (年)	(mm)	生起確率 (年)	(mm)	生起確率 (年)	(mm)	生起確率 (年)
小原	173	173	1/10	99	1/5~1/10	69	1/5	38	1/5以下
足助	187	187	1/10~1/30	138	1/30	112	1/30	67	1/10
旭	224	224	1/30	161	1/100	136	1/100	68	1/10

2-2 被害状況

この豪雨のため、旭町、足助町一帯で甚大な土砂災害が発生した。特に旭町側で被害が大きかった(図-12)。また、各所で発生した土石流等により旭町につながる二本の県道が寸断され、同町は一時孤立状態に陥った。同町小渡地内では、20日午前1時に停電し、同地内の住民23人は小渡小学校に避難した。また、同町須淵地内の百々平沢(明智川右支川)では、20日午前1時15分に土石流が発生し、民家を直撃して、女性一人が行方不明になった。12日後の10月2日、約50km下流の矢作川にかかる東海道本線の橋梁で発見され死亡が確認された。

旭町と足助町の主な被害は、一部破損を含めた住宅の損壊が62棟(愛知県で68棟)、道路の損壊が325箇所(愛知県で435箇所)であった。被害額は、公共土木施設が31.7億円(愛知県で41.7億円)で、総額76.2億円(愛知県で92.0億円)に上っている。今回の豪雨による愛知県の被害状況を表-2に示す。

また、災害関連緊急事業等の実施箇所数は表-3のとおりであった。

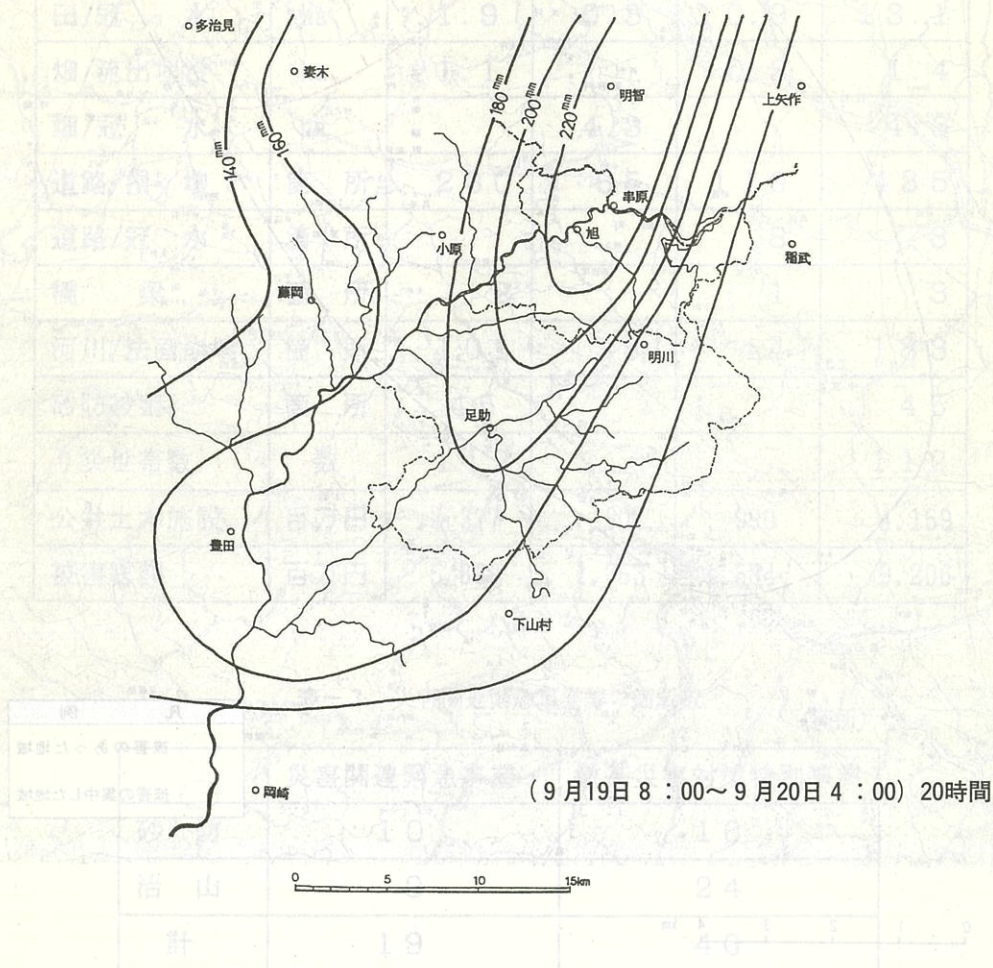


図-11 累加雨量等雨量線

強くなった。その後、小島を襲撃して、同じ22時ころから再び襲撃、かなり多くの死傷者を出した。



0	1	2	3	4	km	1/30	133	1/30	112	1/30	67	1/10
旭	224	224	224	224	224	1/30	161	1/100	136	1/100	68	1/10

表-2 平成元年台風22号による愛知県の被害状況

項 目		旭 町	足助町	その他	愛知県
死 者	人	1		1	2
負傷者(軽傷)	人	1			1
全壊家屋	棟	18			18
半壊家屋	棟	11			11
一部破損	棟	25	8	6	39
床上浸水	棟	15	4		19
床下浸水	棟	85	26	23	134
田/流出埋没	ha	7.0	1.3	0.2	8.5
田/冠 水	ha	1.9	0.3	10.9	13.1
畑/流出埋没	ha	1.1		0.3	1.4
畑/冠 水	ha		4.3		4.3
道路/損 壊	箇所	260	65	110	435
道路/冠 水	箇所			8	8
橋 梁	箇所	2		1	3
河川/法面崩壊	箇所	101	38	44	183
砂防被害	箇所	45			45
り災世帯数	数	112			112
公共土木施設	百万円	2,377	802	990	4,169
被害総額	百万円	5,869	1,753	1,584	9,206

表-3 災害関連緊急事業等の箇所数

(箇所)

	災害関連緊急事業	激甚災害対策特別事業
砂 防	10	16
治 山	9	24
計	19	40

3 土石流等の実態

3-1 崩壊の特徴

1) 発生密度

写真判読により確認された崩壊地が726箇所、これに写真区域外での現地調査により把握した96箇所を加えると総数で少なくとも822箇所の崩壊地が旭町、足助町内で発生した。旭町、足助町内の面積は130.62km²であるので、1km²当たりの発生密度は6.29箇所となる。

2) 崩壊面積

現地調査で確認した崩壊地の面積は平均で172.6m²、全体の60%が200m²以下であった(図-13)。

3) 崩壊深

現地調査により崩壊深を実測した。この結果を図-14に示す。平均値で0.63m、全体の58%が0.5m以下の崩壊深を示している。

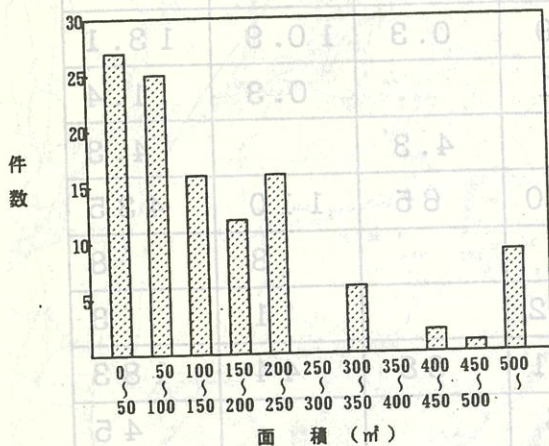


図-13 崩壊面積の頻度分布 (現地踏査による結果)

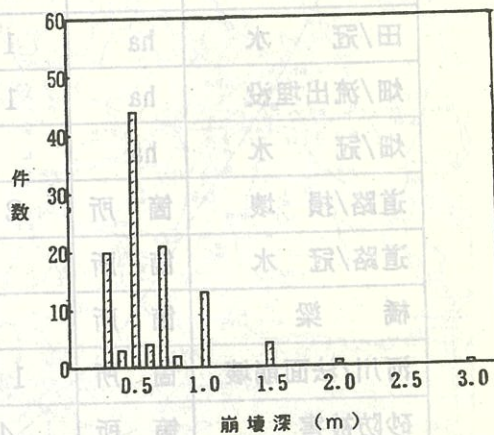


図-14 崩壊深の頻度分布

4) 崩壊土量

崩壊土量は崩壊面積に崩壊深を乗じて算出した。この結果を図-15に示す。平均値は108.7m³で、全体の83%が200m³以下の崩壊規模であった。

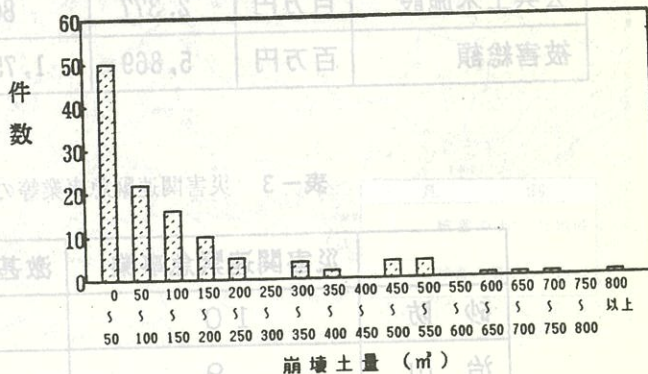


図-15 崩壊土量頻度分布

5) 斜面傾斜と崩壊

崩壊発生箇所の平均傾斜角

度は37.8°で、30~45°の斜面に65%の箇所が集中している。また、10°未満と65°以上の斜面では

崩壊は全く発生していなかった（図-16）。

6) 植生と崩壊

植生を針葉樹（植林地）と広葉樹に分けて、崩壊箇所数の状況をみた。崩壊数は針葉樹が509箇所に対して、広葉樹は58箇所、針葉樹の九分の一になっている。対象地域の針葉樹と広葉樹の面積比は2：1で、この比率を考え合わせても、針葉樹での崩壊発生頻度が高いことが分かる。

なお、樹高による崩壊規模の違いは特に認められなかった。

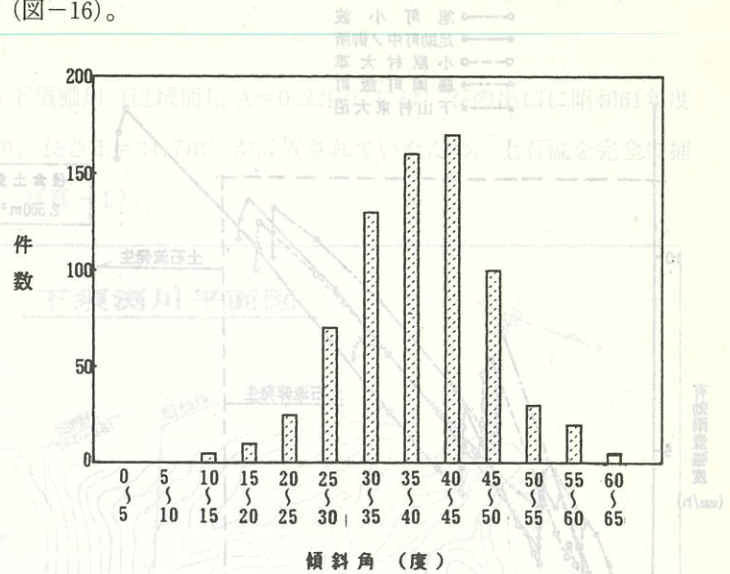


図-16 傾斜角の頻度分布（地形判読）

3-2 土石流の発生形態

土石流の発生形態は以下の3つの型に分類されることが知られている。

- ①谷頭部に山腹崩壊が発生し、流水とともに土石流となる。
- ②山腹や溪岸より供給された土砂が溪流をせき止めて一時ダムアップした形となり、これが決壊して土石流となる。
- ③溪床に残存する不安定土砂が、豪雨などによる異常な流水とともに急激な移動を開始し土石流となる。

今回の豪雨により発生した土石流は、現地調査で把握した範囲では、流域内の山腹に崩壊地が見られ、この崩壊地を頭部として土石流が発生していることから、①に該当すると推定される。

3-3 土石流発生降雨

1) 土石流発生時刻

土石流の発生時刻を推定するため現地での聞き取り調査を実施した。その結果、一連の降雨がピークに達した9月20日午前1時から、降雨が一時小康状態になった午前3時にかけて土石流が発生したという証言を得た。

2) スネーク曲線による土石流の発生降雨の評価

豊田土木事務所管内の雨量観測所のうち以下の5箇所の降雨データを用いスネーク曲線を作成

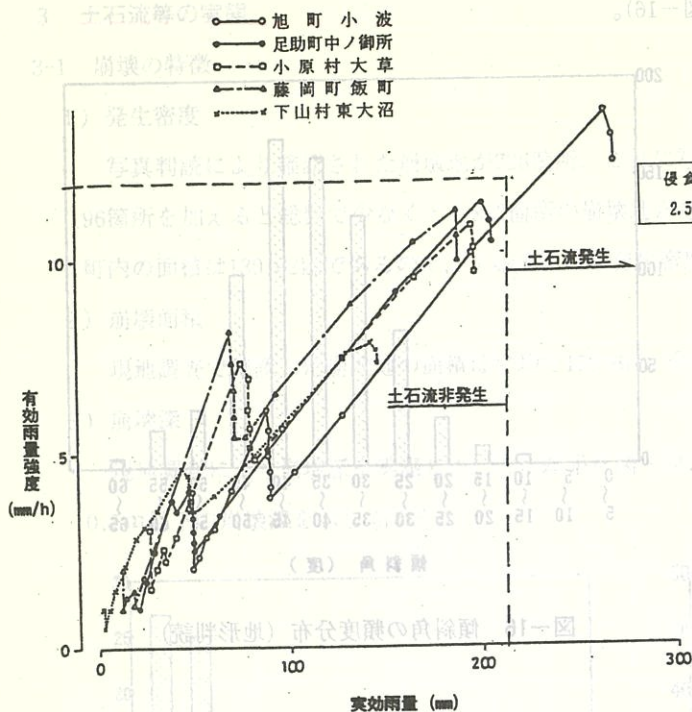


図-17 スネーク曲線

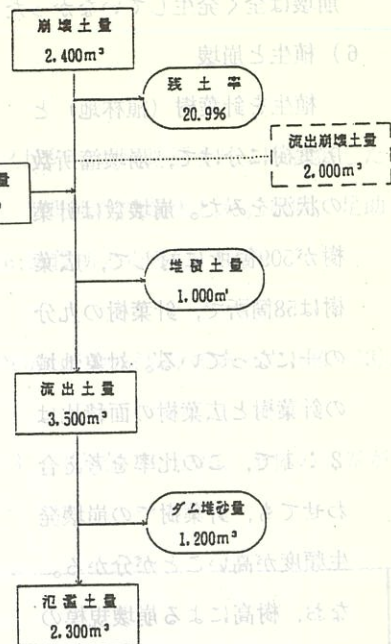


図-18 1km²当りの土砂収支

した(図-17)。

- ①旭町(小波) ②足助町(中ノ御所) ③小原村(大草)
④藤岡町(飯野) ⑤下山村(東大沼)

この図から5地点のスネーク曲線は全体に同じ傾向を示しているが、土石流の多発した旭町(小波)のみが9月20日午前0時～2時にかけて大きく右に移行し、曲線のピークがこの地点だけ飛び出している。旭町以外ではあまり土石流が発生していないことを考慮すると、実効雨量約200mm、有効雨量強度約13mm/hが土石流の発生、非発生の境界になったと考えられる。

なお、前期降雨は9月17日以前7日間の降雨とし、半減期を1日とした。

3-4 土石流の土砂収支

土石流の発生した溪流のうち主な30溪流の現地調査により、各溪流の土砂収支を計算した。人的被害のあった百々平沢で1km²当たり26,000m³、物的被害の最も大きかった中屋洞で1km²当たり17,000m³の流出土砂が発生した。また、今回調査した溪流の土砂収支の単純平均を図-18に示す。流出土砂量の平均値は1km²当たり2,300m³であった。

4 砂防施設等の効果

1) 下須淵川（旭町大字須淵地内）

土石流危険渓流に指定されている下須淵川（流域面積 $A=0.22\text{km}^2$ ）には、谷の出口に昭和61年度に完成した砂防ダム（高さ $H=9.5\text{m}$ 、長さ $L=34.7\text{m}$ ）が設置されていたため、土石流を完全に捕捉し被害は発生しなかった（図-19、写真-1）。

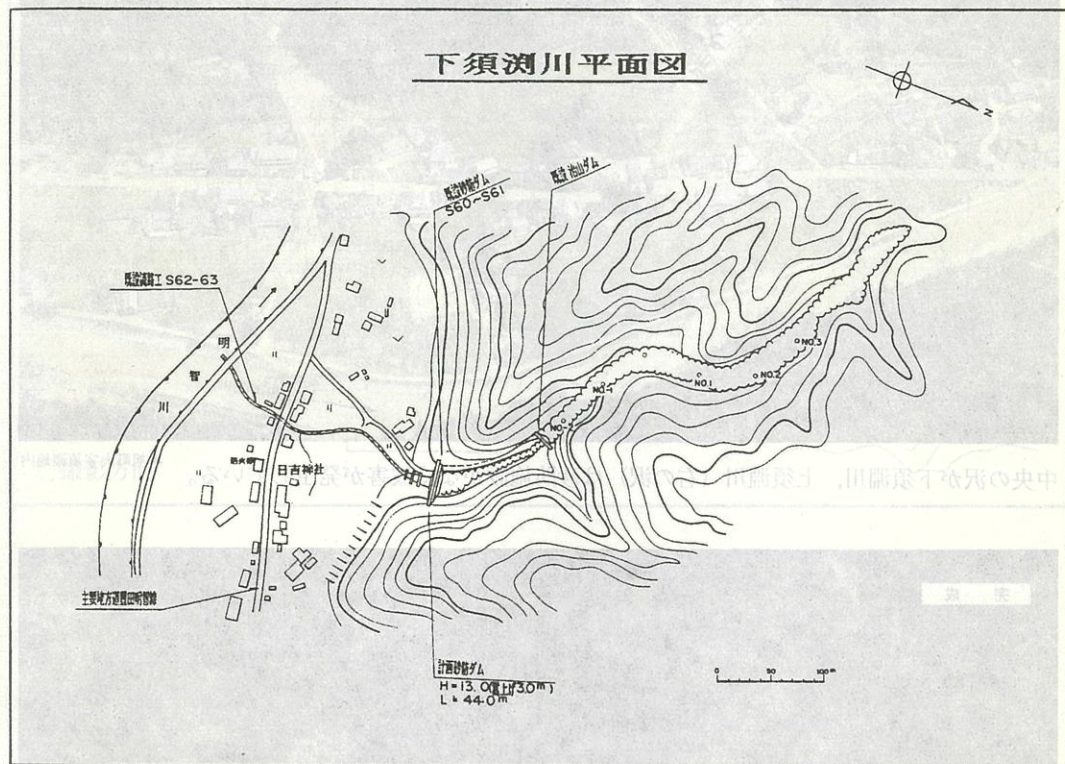


図-19 下須淵川平面図

2) 下切沢（旭町大字下切地内）

土石流危険渓流の下切沢（流域面積 $A=0.2\text{km}^2$ ）には、谷の出口付近に昭和45年度に完成した砂防ダム（高さ $H=10.0\text{m}$ 、長さ $L=34.0\text{m}$ ）が設置されていたため、土石流を捕捉し被害は発生しなかった（図-20、写真-2）。

3) 辻畑川（旭町大字浅谷地内）

土石流危険渓流に指定されている辻畑川（流域面積 $A=0.09\text{km}^2$ ）には、谷の出口から約150m上流に昭和58年度に完成した砂防ダム（高さ $H=12.0\text{m}$ 、長さ $L=38.6\text{m}$ ）が設置されていたが、谷の出口付近で発生した山腹崩壊により小規模な土石流が発生し、田畑等に被害が発生した。しかしながら、既設砂防ダムの上流で発生した山腹崩壊による土石流が、既設ダムにより捕捉された。このため、土石流による被害を最小限にすることができた（図-21、写真-3）。



▲旭町大字須淵地内
中央の沢が下須淵川，上須淵川（右の沢）は砂防施設がなく被害が発生している。



写真一 下須淵川と上須淵川

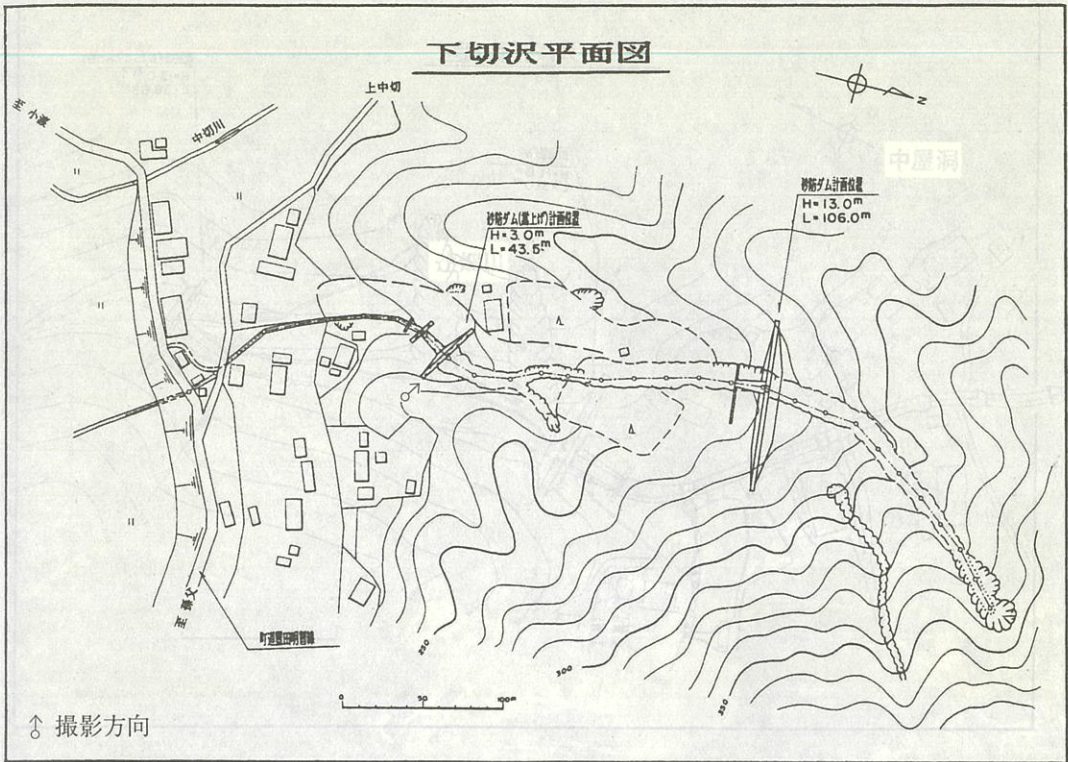


図-20 下切沢平面図



写真-2 下切沢 (砂防ダムによる土砂の捕捉状況)

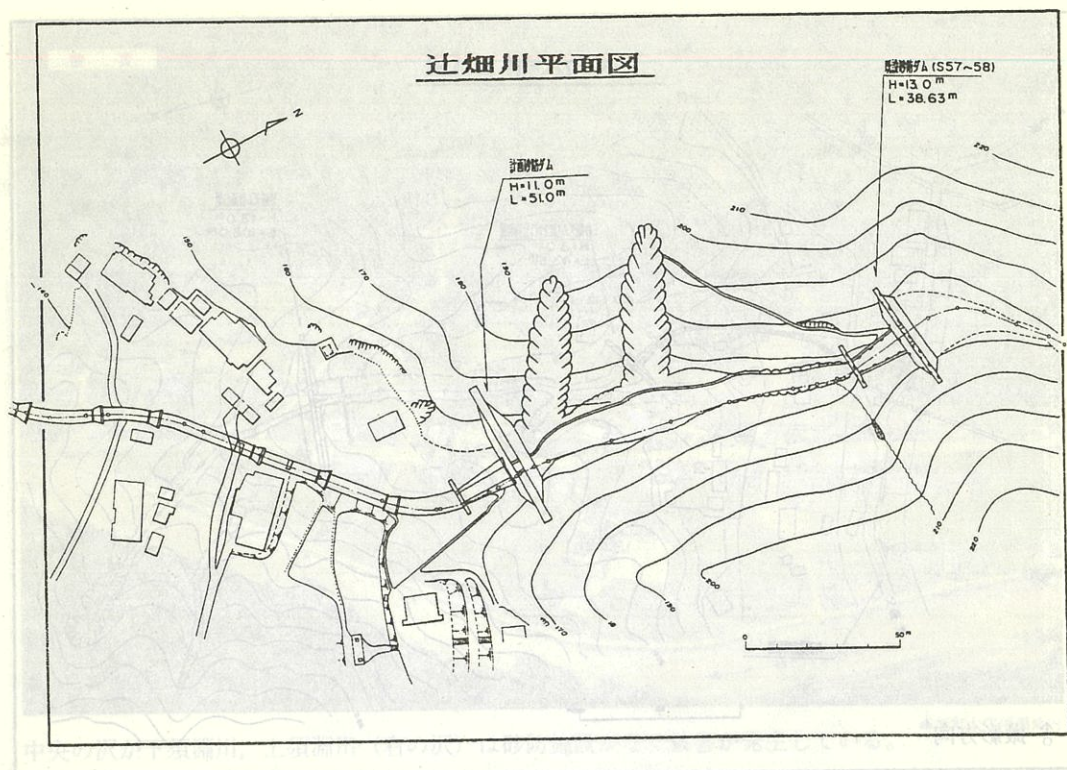


図-21 辻畑川平面図

4) 竜宝寺川（足助町大字川面地内）

竜宝寺川（流域面積 $A=0.2\text{km}^2$ ）には、昭和56年度に完成した砂防ダム（高さ $H=10.5\text{m}$ 、長さ $L=35.0\text{m}$ ）が設置されていたため、土石流を捕捉し被害は発生しなかった（図-22、写真-4）。

5) 稲場区域（旭町大字下切地内）

急傾斜地崩壊防止区域に指定されている稲場区域には昭和57年度急傾斜地崩壊防止施設が設置されていたため、人家裏山に発生した小規模な土石流を擁壁工とロックフェンスにより捕捉し、被害は発生しなかった（写真-5）。

5 47年小原村・藤岡町災害との比較

今回の災害は、愛知県では昭和47年7月に発生した小原藤岡災害以来の大きな土砂災害となった。しかし、この災害は、小原藤岡災害の崩壊発生状況や被害等と比べるとかなり小さなものであった。表-4に小原藤岡災害との比較を示す。この二つの災害の素因として最も影響度の高いと考えられる地質、地形条件（自然条件）が類似していることを考えると、このような違いが発生した原因は、降雨状況と社会状況の違いに求めざるを得ないであろう。降雨状況は直接的な引き金となった五時間の集中的な豪雨に若干の相違があったが（旭足助災害178mm、小原藤岡災害237.5mm（図-23））、崩壊密



写真一 3 辻畑川と中屋洞 (旭町大字浅谷地内)

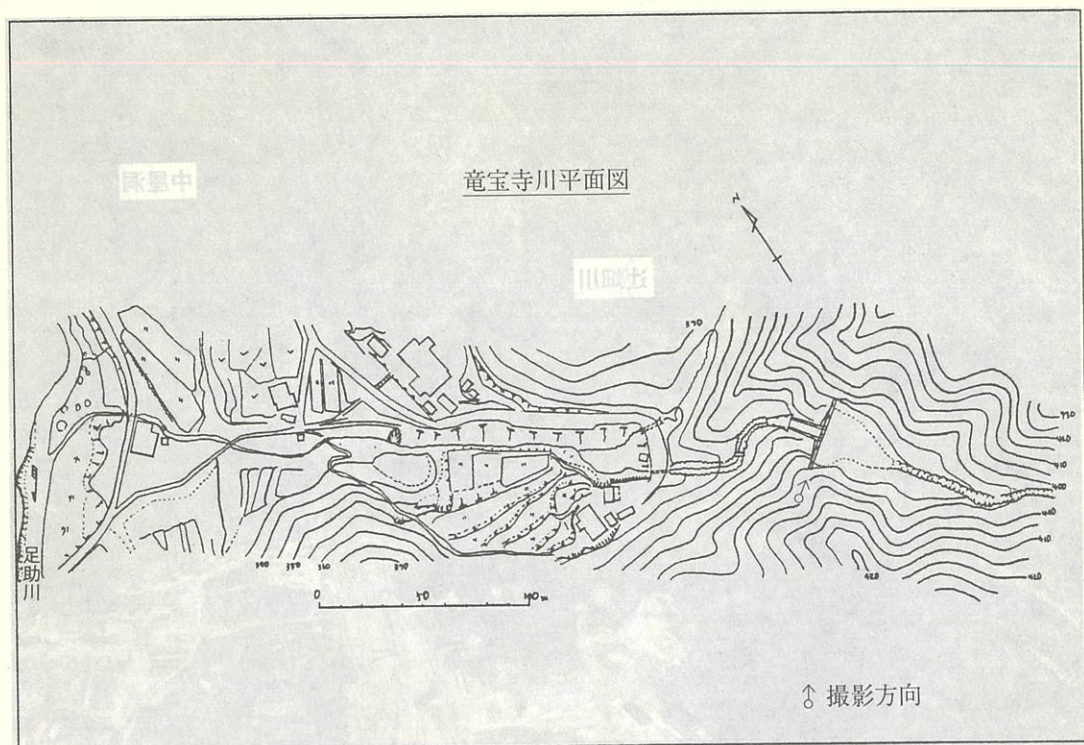
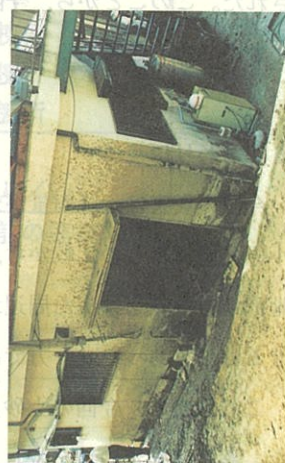
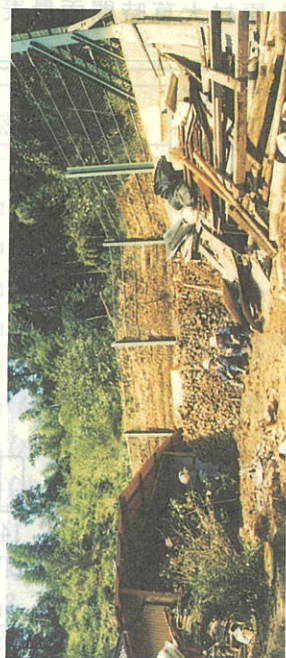


図-22 竜宝寺川平面図



写真-4 竜宝寺川 (砂防ダムによる土砂の捕捉状況)

写真一 5 稲葉区域 (ロックフェンスによる土砂の捕捉状況)



小原村大草時間雨量表

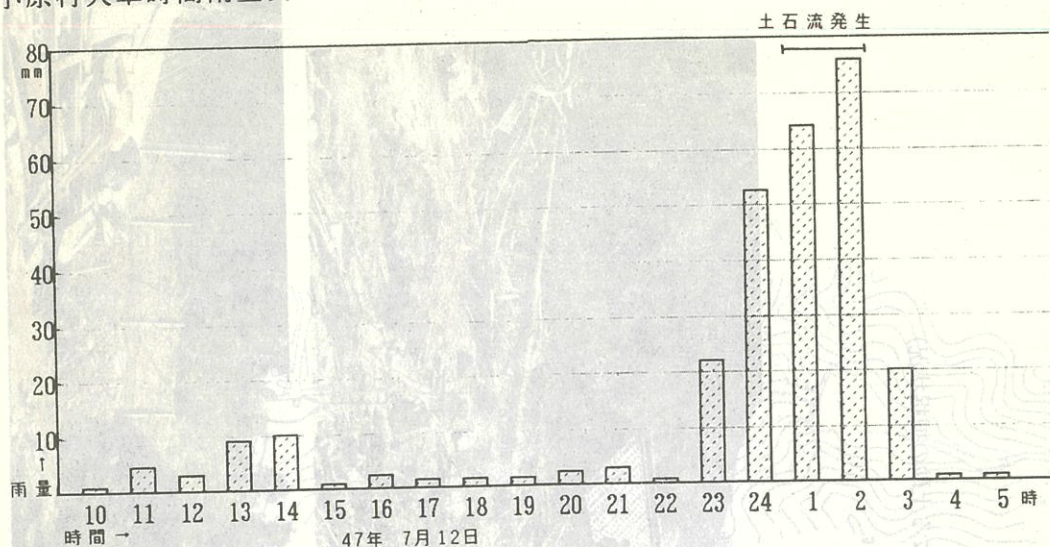


図-23 昭和47年度の降雨状況

度で10倍もの違いがあったことや流出土砂量にかなりの違いがあったことは、この集中的な豪雨の若干の違いと前期降雨の違いに原因を求めることができそうである。一方では、「4砂防施設等の効果」で示したように、砂防施設等が土石流を捕捉し、下流人家等の被害を防止した事例が多く見られた。現場の状況から、これらの施設がなければ、人的、物的被害が確実に発生していたことが容易に推定された。このことから、今回、砂防設備が被害の軽減に大きな役割を果たしたことは疑いの余地のないものであると考える。

6 おわりに

今回の災害は、降雨量が若干多ければさらに大きな災害になっていたことが、素因が類似している小原藤岡災害との比較から、定性的に推定された。また、このような降雨が今回の災害区域と同様な地形地質条件を備えた周辺地域に発生すれば、今回を上回る甚大な土砂災害が発生することを認識させるものであった。一方では、砂防施設等の効果を再認識させる災害でもあった。

この報文で、今回の土砂災害の実態を明らかにする基礎的データを示すとともに若干の考察を加えた。考察は推定の域を脱しないものも多くあるが、この報文が今後の土砂災害対策の一助となれば幸いである。

また、このような土砂災害を少しでも軽減するため、土石流をはじめとする土砂災害に対して今後とも砂防施設等の整備をすすめて行きたい。さらに、土砂災害の対象となる地域が広いことから、時間と経費に限界がある。このため、警戒避難体制の整備を併せてすすめて行きたい。

表-4 小原・藤岡災害との比較

	旭町、足助町災害	小原村、藤岡町災害
降雨量		*2
最大連続雨量	2 2 4 mm (小渡)	3 8 6.5 mm (小原役場)
最大日雨量	1 8 7 mm (小渡)	2 8 3.0 mm (小原役場)
最大時間雨量	6 8 mm (小渡)	7 7.0 mm (大草)
最大60分雨量	9 5 mm (小渡)	8 4.0 mm (大草)
最大30分雨量	5 5 mm (小渡)	4 9.0 mm (大草)
最大10分雨量	2 3 mm (小渡)	2 0.0 mm (大草)
3時間雨量	1 6 1 mm (小渡)	1 9 5.0 mm (小原役場)
前期降雨*1	8 9 mm (小渡)	1 4 1.0 mm (小原役場)
崩壊		
崩壊密度	6 箇所/km ²	6 4 箇所/km ²
平均崩壊面積	1 8 2 m ²	3 3 8 m ²
流出土砂量 (代表例)	百々平沢(0.086) 26,000m ³ /km ² 中屋洞(0.085) 17,000m ³ /km ² ()書は流域面積 (km ²) 一の瀬洞(0.069) 15,000m ³ /km ²	荒田川(0.27) 100,000m ³ /km ² 大沢川(1.18) 89,000m ³ /km ² 白沢川(1.18) 48,000m ³ /km ²
被害		
死者行方不明	2人	68人
家屋全壊	18棟	217棟
半壊一部破損	39棟	1,081棟
公共土木災害	706箇所	2,951箇所
人口密度	平成2年 49人/km ²	昭和50年 113人/km ²

*1 土石流の直接的な原因となった5時間雨量以前の連続降雨

*2 自記記録紙より読み取った値

参考文献

47・7 豪雨災害復興誌 1975年 愛知県

愛知の砂防 1990年 愛知県

中部地方および近畿地方のブロック構造と 被害地震の発生に関する規則性

岐阜大学教育学部 川上 紳一
岐阜大学教養部 金折裕司・矢入憲二

1. はじめに

地図をひろげて日本列島の姿をながめると、中部地方は弧状をなす本州の折れ曲がり部に位置している。本州島を人間の腕にたとえれば、中部地方は関節に相当することになる。このような折れ曲がり部に位置しているため、中部地方および隣接する近畿地方には、東北地方や中国地方に比べて数多くの活断層が分布している。これらの活断層の存在がこの地域に種々の問題を投げかけている。これらの問題のうち重要なものとして、活断層から発生する地震に対する予知や地域防災、および大型構造物の位置選定や耐震設計が挙げられる。

地震予知や地域防災に関しては詳細な活断層マップが作成されている^{18), 19)}。それに基づいて地震危険度が評価され、地域区分が行われている。活断層の分類には、これまで平均変位速度が指標として用いられてきており、平均変位速度が速いものから遅いものへとA, B, C級というように分類されている。A級活断層は1000年に一度、Bは1万年に一度、Cは10万年に一度の割合で地震を発生させると考えられている。

ところが、最近の100年間をみると実際に活動した活断層はA, B, C各クラスはほぼ同数である。このことは各クラスの活断層の数がBはAの10倍、CはAの100倍であるはずであるが、いったいC級活断層はAの100倍もあるのだろうか。C級活断層の再来周期が10万年とされているが、このような断層にも歪（応力）が一樣に蓄積し、ついに地震が発生するというモデルが成立するかどうか。内陸の地殻の歪の蓄積は 10^{-7} /年とされているが、A, B, C級活断層で再来周期が異なることに納得がゆく説明があたえられるのか。このように活断層とその運動様式についてはよくわからないことが多く残されているのが実状である³⁾。

地震予知に関しては、個々の活断層は一定の周期で活動し同規模の地震を発生するという“固有地震説”がひろく受け入れられている。この説に基づいて再来周期と最終活動時期を検出する目的で、活断層上でのトレンチ発掘調査が実施されている⁴⁷⁾。しかしながら、最近では複数の地震が連動してより規模の大きい地震を発生するモデルが提示され、固有地震説に対する疑問が投げかけられた。そこで、金折を中心とする我々（岐阜大学グループ）は、中部地方や近畿地方における活断層分布などをもとに地殻のブロック構造を認定し、個々の活断層がこれらの構造線の活動を反映して地表に表れ

た破壊面であると考え、活断層研究に新たな視点を導入した。

大型構造物の位置選定や耐震設計にあたっては、構造物の周辺を含む広域の活断層調査を行う必要がある。その構造物の耐久年数以内に地震を発生する可能性がある活断層については、断層の長さからその断層の活動によって発生する地震のマグニチュードが見積もられ²³⁾、さらに、断層から構造物までの最短距離を用いて耐震設計のための地震入力（地盤加速度，ガル）が決定されている。

本論では、これまでの活断層研究の経緯を簡単に振りかえり、日本列島の地体構造に立脚して活断層を捉え直すことの重要性について述べる。マグニチュード $M \geq 6.4$ の地震を発生させる活動断層の長さが微小地震を発生させている地殻の厚さと同程度であることから、 $M \geq 6.4$ の歴史地震と中部日本の地体構造を規定する主要活断層との対応関係について調べた結果を示す。活断層の活動度の指標として地震モーメントの平均解放速度という量が重要であることが示される。これに基づいてこの地域の地震リスク評価と長期的地震予知を試みる。また、マグニチュード $M \geq 6.4$ の歴史地震の発生の時空間分布にみられる規則性から、来るべき地震の長期的予測を試みる。

2. 活断層研究の発展

今後の活断層研究のあり方を考えるにあたって、活断層研究の発展をふりかえてみることは有意義であろう。地球科学の研究は、その発展段階から第一世代、第二世代、第三世代に分類される³⁹⁾。第一世代では、自然を調べ記載し、分類するといった博物学的な研究のレベルである。第二世代では、博物学的な知識を帰納的に整理することによって抽象的な法則性を見だし、その法則性をもとに今度は演繹的に自然現象を見直そうという段階である。第三世代の地球科学は、第二世代の分析的な地球科学を統合した、新しい枠組みのもとに総合的な観点にたつ地球科学である。

このような立場で活断層研究の歴史をふりかえると、1950年代から1970年代は活断層の発見の時代であったといえるであろう。その集大成として、1980年に活断層研究会によって『日本の活断層』が発行された。そこでの作業ではできるだけ客観的に日本列島全体とその周辺海域が調査され、活断層やリニアメントが記載された。これは第一世代の地球科学と呼んでよいであろう。こうした活断層の発見と記載が進むにつれて、活断層の運動様式や統計的性質に関する法則性が明らかにされてきた^{20), 24)}。このような法則性は、Schwarz and Coppersmith³⁴⁾によって提案された固有地震説としてモデル化され、第二世代へと移行していった。

固有地震説では、それぞれの活断層ないしそのセグメントは固有の活動周期をもち、同一地点で同一の規模の地震が繰り返し発生すると考えられている。わが国では、この説に基づいて数多くの活断層のトレンチ調査が行われ、活動周期や最終活動時期を求める努力がなされている。この説は活断層の活動様式に対するワーキング・モデルとしてもはやされてきたが、個々の活断層それぞれに個性があることを主張しており、わが国のように数多くの活断層が複雑に分布するような地域における、

集団としての断層活動様式や連鎖性の地震発生に対しては、視点を欠くものであった。1990年代になって、沈み込み帯における巨大地震の発生様式が再検討され、同じ地域で同一の規模の地震が周期的に発生するという考え方に対する見直しの必要性がクローズアップされるようになった^{40), 41), 46)}。その結果、地震の再来周期に認められるばらつきや連鎖性地震発生の重要性が認識され、地震発生の機構を非線形物理学の立場から明らかにしようとする研究が活発化している^{4), 8), 32), 33)}。これらの研究は内陸地震発生の機構に関する新しい視点とコンセプトを提供しつつあり、活断層研究の動向にも少なからぬ影響を与えている⁴⁴⁾。

固有地震説に立脚するかぎり資料不足のため、先に述べたようなC級活断層に関する質問には当面望めそうもないように思われる^{3), 26)}。そこで、以下には第三世代の活断層研究へ向けて、従来とは異なる観点から活断層をとらえ、C級活断層問題を考えてみることにする。

3. 第三世代の活断層研究へ向けて

(1) 地体構造および地震の規模からみた活断層の分類

第三世代の活断層研究へ向けての第1歩として、活断層をできるだけ客観的に扱うのではなく、日本列島の地体構造発達史やテクトニックな枠組みから検討することが必要である。

藤田・奥田⁶⁾は、西南日本内帯に分布する活断層が、太平洋プレートによる東西圧縮によって50万年前以後に形成されたものであるという説を提案した。このような立場にたつと、西南日本の活断層群は同一の応力場に起因して生じたものと見なすことができ、活断層は平均変位速度の大きさによって、A、B、C級というような分類が広く採用されている。

最近になって、中部日本内帯を北西-南東方向に走る阿寺断層、根尾谷断層などは、ブロック構造を規定する主要構造線の一部であり、その起源は白亜紀後期-第三紀初期まで遡る可能性が指摘された¹⁷⁾。もし、活断層に最近形成された新しい断層と、第三紀以前から地殻の弱線ないし構造線として存在したものとすれば、活断層群を日本列島の地体構造発達史の中で位置づけ、活動様式を検討する方が妥当であろう。我々は、このような立場から活断層をブロック構造を規定する主断層系とブロック内の比較的小規模の断層系に区分し、図-1に示すようなブロックモデルを提案した¹²⁾。このモデルは中部日本内帯の被害地震発生のメカニズムやテクトニックな枠組みを理解する上で鍵となると考えており、以下でより詳細な解析を試みる。ここで注意しておきたいことは、ブロック境界は10km程度の幅をもつ地殻の弱線であり、地表に表れた活断層はブロック境界の相対運動によって顕在化した地殻のくい違い面にすぎず、一つのブロック境界に多数の活断層が平行ないし雁行状に連なる傾向があるということである。

地震の規模から活断層をとらえると、規模の大きなものとそうでないものを区別して考えた方がよい。マグニチュード(M)6.4以上の地震の破壊域の長さは15km以上に達すると見積もられている⁴²⁾。

中部日本では微小地震を発生させている上部地殻（スキツォスフェア）の厚さは約15kmである。このことは $M \geq 6.4$ の地震の破壊域の長さには制約がないが、厚さに関しては地殻の厚さによって制限されているという点で、それ以下の地震とは区別して考える必要があることを示唆している。図-2は

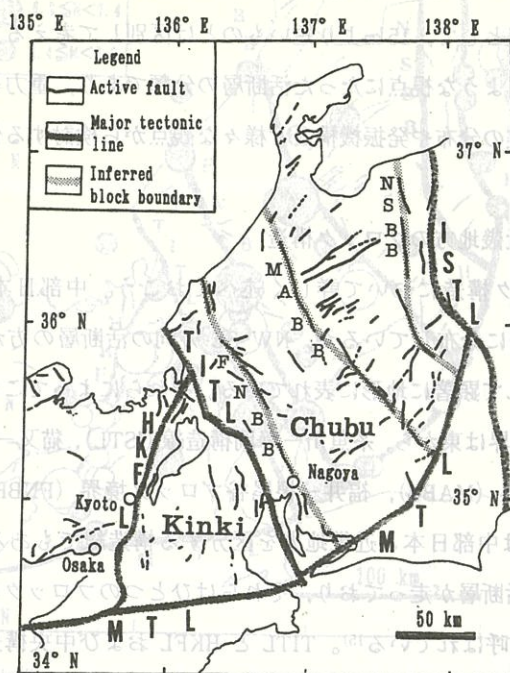


図-1 中部日本内帯のブロック構造、この地域には活断層が密に分布しているが、NW-SE 方向の断層が優性でブロック境界を構成している。それらは、糸魚川-静岡構造線 (ISTL)、猫又-境峠ブロック境界 (NSBB)、御母衣-阿寺ブロック境界 (MABB)、福井-根尾谷ブロック境界 (FNBB)、敦賀湾-伊勢湾構造線 (TITL) および近畿地方の花折-金剛断層線 (HKFL) である。

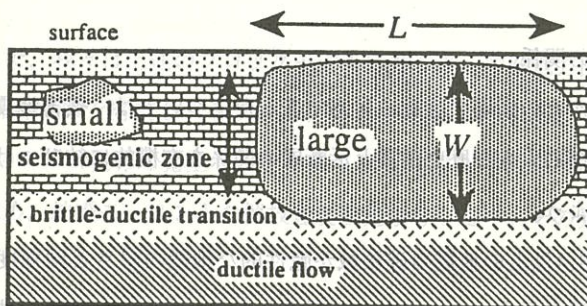


図-2 大規模地震と小地震の相違、微小地震は地殻の15km以浅の部分で発生しており、この部分は起震層（スキツォスフェア）と呼ばれている。大規模地震では破壊域が地表からスキツォスフェアの下面まで達するので、それより小さい地震と区別して考える必要がある (Pacheco et al., 1992による)。

このことを模式的に示したものである。Pacheco ら³¹⁾はこのような観点にたつて、グーテンベルグーリヒターの関係式を検討し、巨大地震の発生頻度が微小地震のスケーリング則には従わないことを指摘している。 $M \geq 6.4$ の地震とそれ以下の地震で、発生機構やスケーリング則が異なるという見解は、Sornette³⁸⁾でも述べられている。同様に、活断層ないし活断層系に対しても、長さ15km以上のものは上部地殻を分割する構造線として、15kmより短いものとは区別して考える方が妥当である。先に述べたブロックモデルは、このような視点にたった活断層の分類であり、重力異常、古地磁気学的データ、測地学的データ、微小地震の分布や発振機構など様々な観点から検討する価値がある¹²⁾。

(2) 中部日本内帯および近畿地方のブロック構造

ここで図-1のブロック構造について詳しく述べておこう。中部日本内帯にはNW-SE方向とNE-SW方向の活断層が密に分布しているが、NW-SE方向の活断層の方が優性で、いくつかの活断層を結びニアメントとして顕著に地形に表れている。それらによってこの地域は4つのブロックに分かれている。ブロック境界は東から、糸魚川-静岡構造線 (ISTL)、猫又-境峠ブロック境界 (NSBB)、御母衣-阿寺ブロック境界 (MABB)、福井-根尾谷ブロック境界 (FNBB)、敦賀湾-伊勢湾構造線 (TITL) である。TITL は中部日本と近畿地方を区分する構造線でもある。近畿地方の中央部にはNNE-SSW方向に数多く活断層が走っており、それらはひとつのブロック境界として認定でき、花折-金剛断層線 (HKFL) と呼ばれている¹⁵⁾。TITL と HKFL および中央構造線で区切られた地域は近畿トライアングルないし近畿三角地帯 (IKTA) と呼ばれており、山地と盆地を分けるN-S方向の逆断層が平行配列し、特徴的なベイズンアンドレンジ地域を形成している。HKFL は大阪平野の縁に沿ってふたてに別れ、一方はそのまま南下して中央構造線へとつながり、もう一方は有馬-高槻構造線 (ATTL) に沿って淡路島を通り、中央構造線につながっている。

(3) 歴史地震と活断層の関係

歴史時代の被害地震がどの断層の活動に対応できるかについては、被害地震ごとに個別に検討されてきた。ここでは、規模の大きな歴史地震と活断層の関係を有機的に結びつけるための一つの試みについて述べることにしよう。

マグニチュード(M)6.4以上の地震の破壊域が脆性的な地殻の厚さと同程度であり、このような断層は日本列島の地殻構造を規定するような主断層系と考えた方がよいことはすでに述べた。このような立場にたつと、これまでに起こった $M \geq 6.4$ の大規模な被害地震は、すでに発見されている主要活断層 (ブロック境界) が活動することによって発生したと見なしてよいであろう。実際、明治以後の $M6.4$ 以上の被害地震の多くは、地震に対応して地表に活断層が発生している²⁸⁾。また、図-3に示すように推定されている歴史地震の震源の位置は図-1に示したブロック境界周辺に起こっているこ

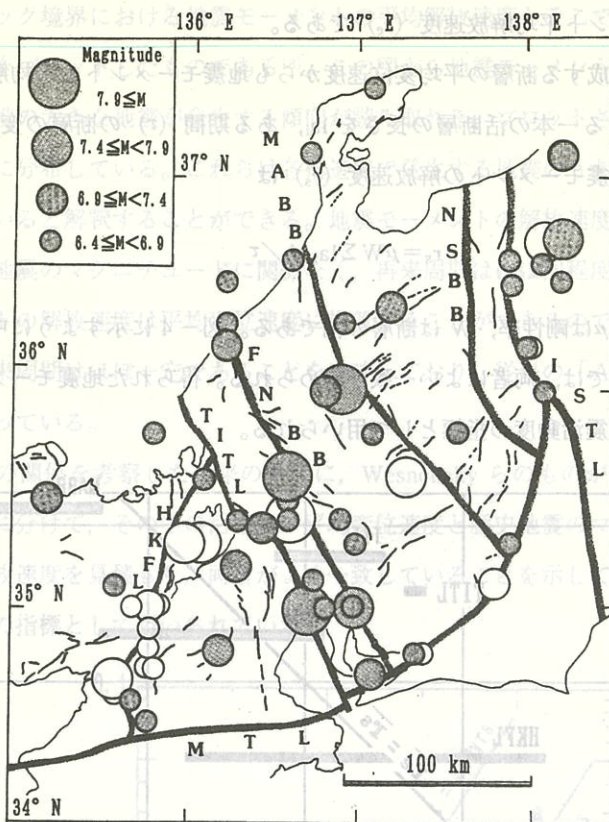


図-3 中部日本内帯のブロック構造と歴史地震 ($M \geq 6.4$) の震央分布, 多くの歴史地震がブロック境界で発生している。ハッチのつけた地震は最新の活動期におこった地震である。多くのブロック境界はすでに地震を発生させており, 静穏期に向かっているが, HKFL のようにまだ地震を発生させていない区域 (空白域) も存在している。

とが読み取れる。そこで, 我々は上述のブロックモデルに基づき, 中部地方内帯および近畿地方で発生した被害地震が, 活断層群で構成されるブロック境界で発生したと考え, その時空間分布を調べた^{10), 15)}。そして, 各ブロック境界で発生したとされる歴史地震のマグニチュードから地震モーメントの積算解放曲線を求め, 地震モーメントの解放速度を見積もった¹¹⁾。その見積もり方は次のようである。日本列島周辺で起こった地震のモーメント m_0 とマグニチュード M には,

$$(E) \quad \log(m_0) = 17.0 + 1.3M \quad (1)$$

の関係が知られている⁴⁵⁾。ある期間 (T) の間に考えているブロック境界で発生した歴史地震のそれぞれについて地震モーメントを (1) 式で計算し, それらの和 $M_0 = \sum m_0$ を T で割ったものがそのプロ

ック境界の地震モーメント平均解放速度 (r_e) である。

各ブロック境界を構成する断層の平均変位速度からも地震モーメントの平均解放速度が求められる。ブロック境界を構成する一本の活断層の長さを l_{a_i} 、ある期間 (τ) の断層の変位量を d_i とすると、ブロック境界全体の地震モーメントの解放速度 (r_s) は

$$r_s = \mu W \sum l_{a_i} \cdot d_i / \tau \quad (2)$$

で与えられる。ここで μ は剛性率、 W は断層の幅である。図-4 に示すように中部日本内帯および近畿地方のブロック境界では、両者により一致が認められる。得られた地震モーメントの平均解放速度は各ブロック境界の地震活動度の指標として用いられる。

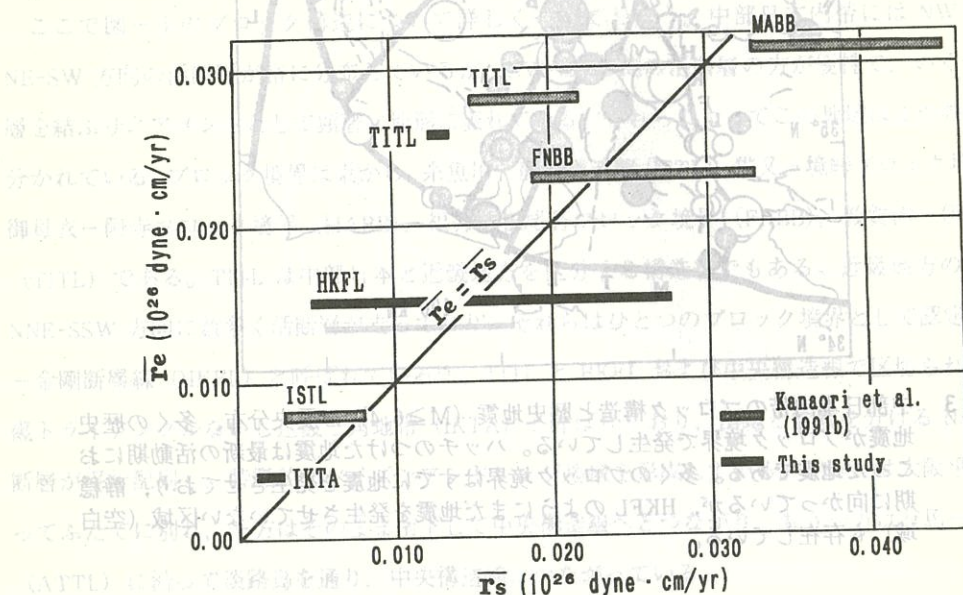


図-4 歴史地震と活断層の平均変位速度から推定された地震モーメントの平均解放速度の比較、 r_e ：歴史地震、 r_s ：活断層、歴史地震のモーメント解放速度が大きいブロック境界では、活断層の平均変位速度が大きいことを意味している。

ブロックモデルでは、各断層が個別に運動するのではなく、基盤のブロックの相対運動の結果として、ブロック境界に沿って地表に活断層が発現すると考えており、ブロック境界の活動に静穏期と活動期が存在することが歴史地震の発生様式から指摘されている¹⁰⁾。また各ブロック境界で発生した歴史地震の断層破壊域は、地震のマグニチュードと地震によって地表に表れた断層の長さの関係式²³⁾：

$$\log(l_r \text{ (km)}) = 0.6M - 2.9 \quad (3)$$

から推定することができる。この式を用いて歴史地震発生の時空間分布を調べると各活動期にはブロック境界で破壊域が重複しないようにいくつかの地震が発生する傾向があることが読み取れる。

図-5は、各ブロック境界における地震モーメントの平均解放速度とそこで発生した最大の被害地震のマグニチュードをプロットしたものである¹³⁾。この図から地震モーメントの解放速度の大きなブロック境界ほど、規模の大きな地震が発生する傾向が読み取れる。プロットされたデータは図に示された2つの直線の間に分布している。これらは各構造線で発生する地震のうち、最大規模の地震発生の再来周期を表していると解釈することができる。地震モーメントの解放速度の小さい構造線でも大きい構造線でも最大地震のマグニチュードに関係なく、再来周期はほぼ同程度であることに注目して頂きたい。モーメントの解放速度は平均変位速度に換算することができるので、この図は平均変位速度の値によらず、再来周期はほぼ一定であることを意味しており、従来の「Aは千年、Bは万年」とする考え方とは異なっている。

活断層と歴史地震の関係を考察した従来の研究に、Wesnousky らのものがある⁴⁵⁾。彼らも日本列島をいくつかの地域に分けて、その中の活断層の平均変位速度と歴史地震のマグニチュードから地震モーメントの平均解放速度を見積もり、両者がよく一致していることを示している。得られた値はその地域の地震活動度の指標として用いられている。

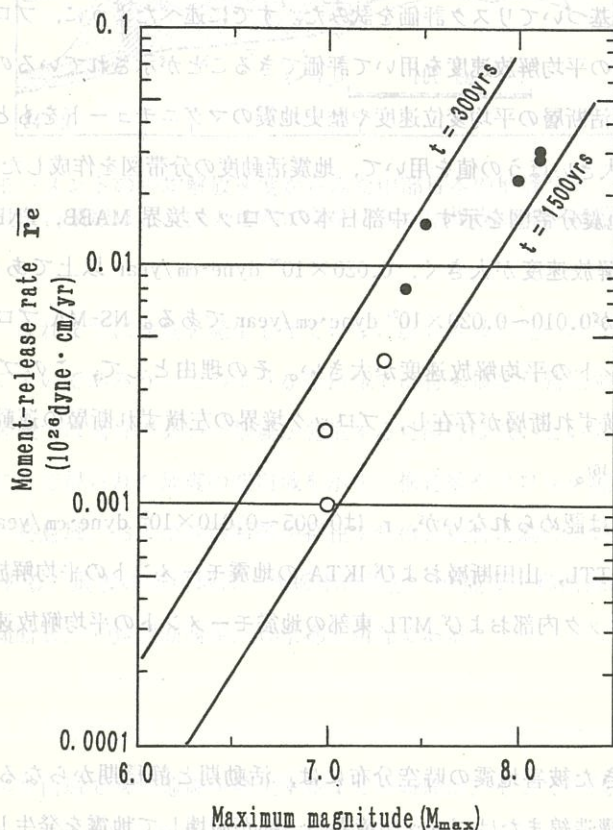


図-5 各構造線（ブロック境界）における、地震モーメントの平均解放速度と最大の歴史地震のマグニチュードの関係、データは地震モーメントの解放速度によらず、再来周期を表す300年と1500年の直線の間にプロットされる。

4. 歴史地震と地体構造に基づく中部日本内帯の地震リスク評価

(1) 中部日本内帯の地震リスク評価

日本列島全域におよぶ活断層分布図¹⁸⁾が出版されると、それに基づいて様々な地震分帯図が作成された。しかしながら、分帯図の作成に用いた物理量や地域分帯の仕方は著者ごとに異なっており、一貫性のあるものは少ない。例えば、Matsuda²⁵⁾や垣見⁹⁾では活断層の数密度や長さに基づいてリスク評価がなされており、断層の変位速度を考慮したものではない。Omote らの地震分帯図²⁹⁾では、歴史地震の最大規模が考慮されているが、歴史地震と活断層の関係はほとんど省みられていない。また、分帯図作成にあたって各地域ごとに地震リスクの見積もりがなされているが、中央構造線の一部だけ独立した構造区にされたもの²¹⁾など、構造線や活断層の考慮の仕方に一貫性を欠くものであった。Wesnousky ら⁴⁵⁾は、地震モーメントの平均解放速度がリスク評価の重要なパラメータであることを示し、各地域ごとに活断層の平均変位速度と歴史地震のマグニチュードを用いてリスク評価を行っているが、彼らの地域区分では構造線を個別に評価しているわけではない。

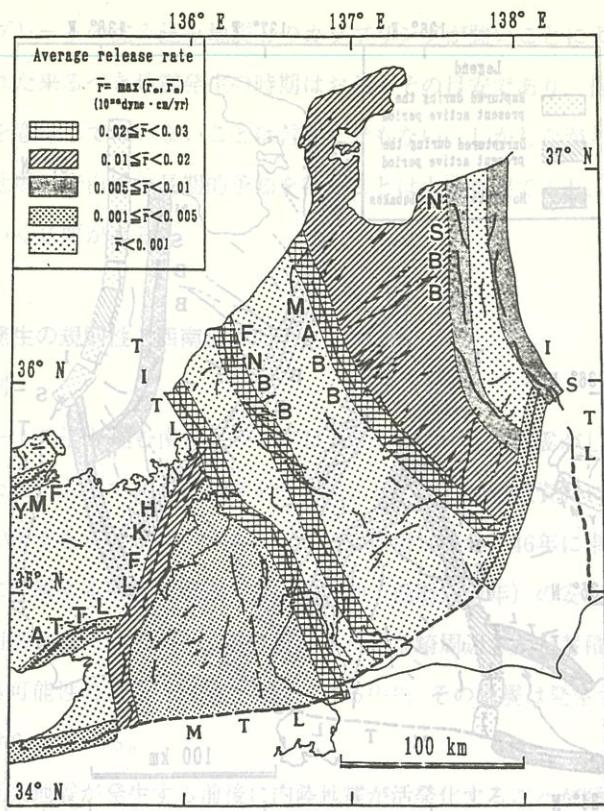
そこで、我々は中部日本内帯をブロック内部とブロック境界に分け、それぞれについて地震モーメントの平均変位速度に基づいてリスク評価を試みた。すでに述べたように、ブロック境界の地震活動度は、地震モーメントの平均解放速度を用いて評価できることが示されているので、ブロック内部の地震活動度も存在する活断層の平均変位速度や歴史地震のマグニチュードをもとに見積もった。ここでは、 r_s と r_e のうち大きいほうの値を用いて、地震活動度の分帯図を作成した¹³⁾。

図-6 に得られた地震分帯図を示す。中部日本のブロック境界 MABB, FNBB および TITL で最も地震モーメントの解放速度が大きく、 0.020×10^{26} dyne·cm/year 以上である。続いて HKFL と NS-MA ブロック内部が $0.010 \sim 0.020 \times 10^{26}$ dyne·cm/year である。NS-MA ブロックは他のブロックに比べて地震モーメントの平均解放速度が大きい。その理由として、このブロック内部に多数の ENE-WSW 方向の右横ずれ断層が存在し、ブロック境界の左横ずれ断層の運動に伴って活動している可能性が挙げられる¹⁶⁾。

NSBB には歴史地震は認められないが、 r_s は $0.005 \sim 0.010 \times 10^{26}$ dyne·cm/year であり、ISTL に匹敵している。MTL, ATTL, 山田断層および IKTA の地震モーメントの平均解放速度もほぼ同様の値である。その他のブロック内部および MTL 東部の地震モーメントの平均解放速度は小さい。

(2) 地震危険度区分

中部日本内帯で起きた被害地震の時空分布には、活動期と静穏期からなるサイクルが認められた^{10), 15)}。活動期には構造線またはブロック境界の一部が破壊して地震を発生し、破壊した区間が構造線やブロック境界の全域を覆うとその活動期は終息する。中部日本内帯のブロック境界は現在活動期の末期にある。現在の活動期で発生した被害地震について、そのマグニチュードをもとに(3)式で



図一六 地震モーメントの平均解放速度からみた中部日本の地震リスク図、平均解放速度の大きい領域ほど、巨大地震が発生するか中規模地震が頻発する確率が高い。

破壊域を推定した際、これまでに地震を発生させていない広い区域が見いだされれば、その地域を地震の空白域と見なしてよいであろう。このような空白域では将来地震が発生する可能性が高く、すでに地震を発生させた区域では当分のあいだ地震が発生する可能性は低いといえる。

図一七にこのようにして得られた地震の空白域を示す。構造線やブロック境界は、(1)空白域、(2)すでに地震を発生させた終息域、および(3)活断層が存在するのに被害地震のない領域の3つに分類される。(3)には NSBB がある。地震の空白域は、(A)松本市周辺、(B)能登半島西海域、(C)恵那山周辺、(D)若狭湾北東部、(E)柳瀬断層、(F)琵琶湖西岸、(G)京都府南部である。

(3) 長期的地震予知

あるブロック境界の空白域で次に地震が発生するまでの時間は、そこでの地震モーメントの平均解放速度 (r_e) と想定される空白域の長さから見積もられる地震のモーメント (m_0) を用いて

$$t = m_0 / r_e \quad (4)$$

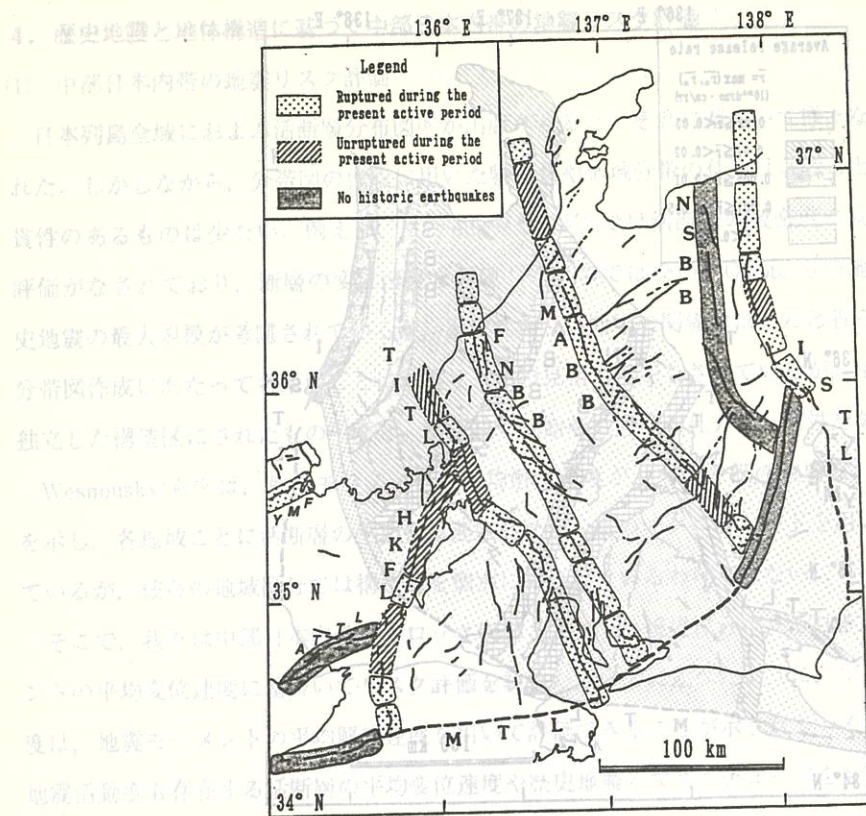


図-7 構造線とブロック境界での地震危険度区分、ブロック境界は、現在を含む最新の活動期にすでに地震を発生した区域、将来地震を発生する確率の高い空白域、歴史地震の記録がない区域に分けられる。

と与えられる⁴⁵⁾。(1)式を用いると、

$$t = 1.3M + 17.0 - \log(r_e) \quad (5)$$

が得られる。ここで r_e として活動期における値を採用すると、考えているブロック境界で起こった一つ前の被害地震の発生年から計った来るべき地震の発生時期が(5)式を用いて見積もることができる。これらの式を用いると検出された空白域で地震が発生する時期は京都府南部を除き、西暦2007～2076年となる¹¹⁾。

一方、現在の活動期にすでに被害地震を発生させた領域は、次の活動期までは地震を発生させる可能性は低い。中部日本内帯のブロック境界では静穏期の期間は約830年であり、活動期のはじまりから次の活動期の終わりまでの期間は約1700年と推定されている¹⁰⁾。従って、このような地域では、今後数100年は地震発生の可能性は低いことになる。近畿地方の花折-金剛断層線(HKFL)での活動期静穏期サイクルは130～860年と他のブロック境界に比べて短い傾向がある¹⁵⁾。これは、南海トラフ

沿いのフィリピン海プレートの沈み込み地震とのカップリングが強いことによると考えられる。

このように推定された来るべき地震発生の時期はおおよその目安であり、得られた年にそこで必ず地震が発生することを意味してはいないことは言うまでもない。しかしながら、これまでに蓄積されたデータを総合して地震の空白域や長期的予知を行うことは大変重要であり、様々な観点からモデルの妥当性を検討していく必要がある。

5. 中部日本の地震発生の規則性と西南日本のテクトニクス

(1) 地震発生の時系列

フィリピン海プレートの潜り込む南海トラフでは M8クラスの巨大地震がしばしば発生し、強振動、地盤の液状化、津波などによって甚大な被害を引き起こしてきた。歴史資料によると、これらの地震の活動周期は100～150年であるとされている。ここでは西暦1944年、46年に東南海、南海道地震が発生している。最も東に位置する駿河湾周辺では、前々回（西暦1854年）の安政東海地震では地震を起こしたが、前回の東南海地震では破壊しておらず、また御前崎周辺で歪が蓄積していることから近い将来地震を発生させる可能性のある空白域とされている^{1), 2)}。その地震は発生する前から『東海地震』という固有名詞がつけられている。

南海トラフ沿いに巨大地震が発生する前後に内陸地震が活発化することが歴史地震の時空分布からたびたび指摘されてきた^{35), 37), 43)}。また、Ozawa³⁰⁾は歴史地震の時系列から、南海トラフで地震が発生する30年前に近畿地方で内陸地震が起こることを示している。南海トラフで起きたプレートの潜り込み地震が内陸地震の活動を促すメカニズムは Seno³⁵⁾によって考察されている。

我々は、内陸被害地震の時空間分布をブロックモデルに基づいて調べてきた。ここでは、各ブロック境界で発生した $M \geq 6.4$ の歴史地震の時系列と南海トラフ沿いの巨大地震の時系列を比較しながら調べてみることにする¹⁴⁾。図-8は横軸に南海トラフおよび東から西の順にブロック境界をとり、縦軸にそこで発生したとされる内陸地震の発生年代を示したものである。Ozawa³⁰⁾が指摘したように、南海トラフの地震に先だって花折-金剛断層線（HKFL）で地震が発生する傾向が読み取れる。敦賀湾-伊勢湾構造線（TITL）から糸魚川-静岡構造線（ISTL）にかけてのブロック境界では、1500年以降多くの地震が発生しており、その間隔は25～100年である。それ以前には $M \geq 6.4$ の被害地震に関する記録は認められない。Kanaori ら¹⁰⁾はこの時期を地震の静穏期としている。さて、1500年以降についてみると、南海トラフの地震と HKFL の地震の対応関係はさらに東側の構造線やブロック境界の地震へと延長されるようにみえる。

そこで、南海トラフで発生した地震を原点とし、個々のブロック境界で発生した地震との間隔を図-9(a)に示した。この図から、南海トラフでの巨大地震に先だって東側のブロック境界から西へ向かって地震が発生していく様子がわかる。図-9(b)は最も新しい地震発生のシーケンスを示したもの

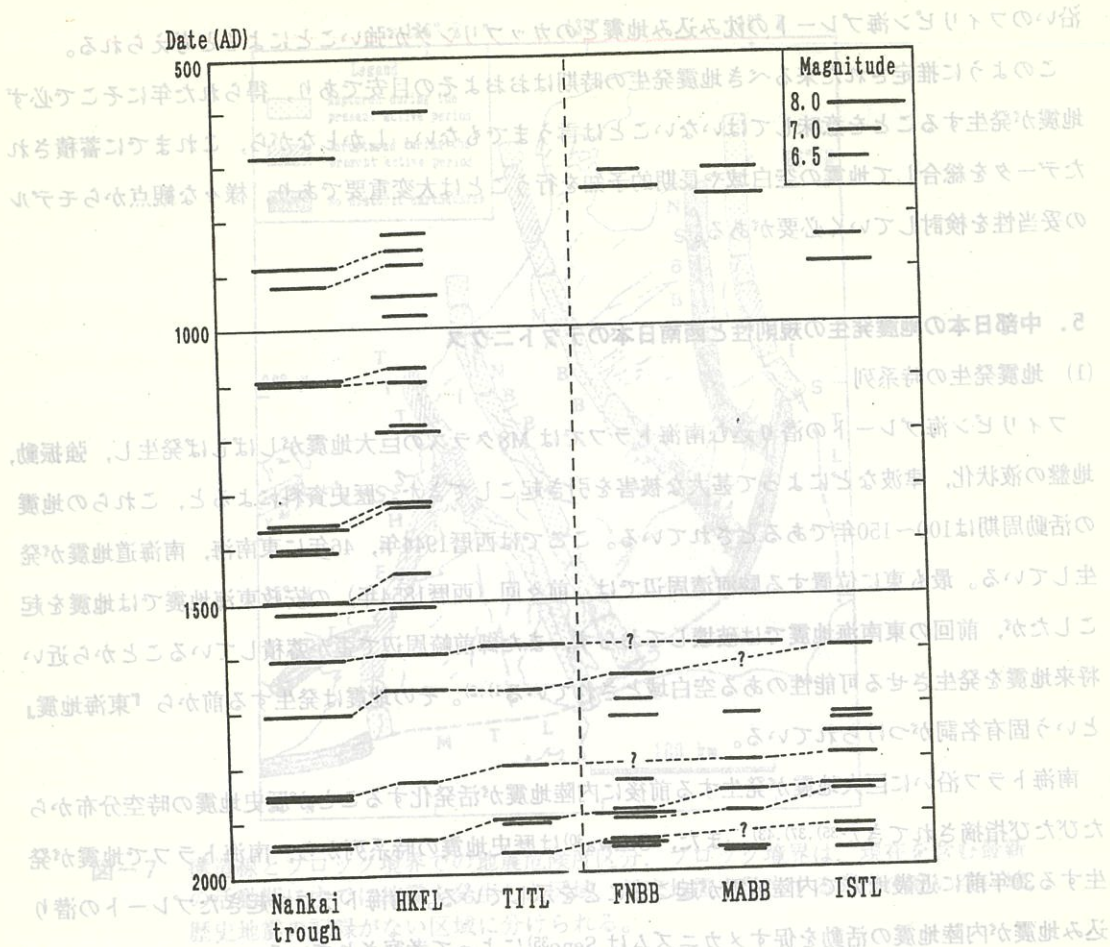


図-8 南海トラフとブロック境界および構造線における被害地震発生の時系列。内陸地震は東側のブロック境界から順に地震活動が活発化し、HKFL での地震発生から30年以内に南海トラフで巨大沈み込み地震が起こる傾向が読み取れる。中部地方では西暦1500年以前に被害地震の記録が認められておらず、静穏期であったと考えられる。

であり、地震発生様式がこれまでと同様であるとする、1963年の TITL の地震発生に引き続いて、南海 HKFL で1973～1993年に、南海トラフで2001～2042年に地震が発生することが期待される。南海トラフでは東海地震の予知がなされてから久しいが、前回の活動から40年以上が過ぎており、活動のサイクルを100～150年とすると次の地震発生へむけて今後危険度が高まることが予想される。一方、HKFL について歴史地震記録が教えるとおりの京都は最も被害地震に見舞われている地域であるが、1830年、1936年以後地震が発生していないので、やはり注目すべき地域であると考えられる。歴史地震や活断層調査では短期的な地震の予知はできないので、このような地震発生のポテンシャルの高い地域における前兆現象検出のための地球物理学的、地球化学的観測に力を入れるべきであろう。

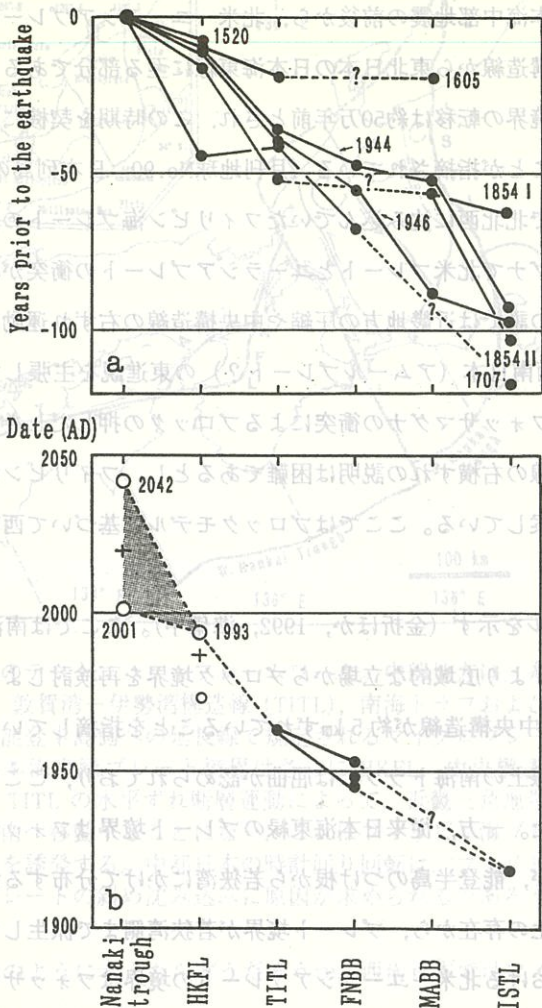


図-9 (a)南海トラフの地震発生年とブロック境界で起こった内陸地震の発生年の間隔。東側のブロック境界から西へ地震活動が移動していく傾向が読み取れる。(b)最も新しい地震発生サイクルにおける期待される地震の発生時期。過去の歴史地震の発生の時系列様式から来るべき HKFL と南海トラフの地震がいつであるかを予想できる。

(2) 西南日本のテクトニクス

日本列島周辺には数多くの活断層が発達している。その中で西南日本内帯はNW-SE方向とENE-WSW方向の横ずれ断層が卓越している点で注目される地域である。これまでにそれらの成因論が活発に議論されている。西南日本の横ずれ断層の形成をプレートテクトニクスの立場から最初に論じたのは藤田和夫氏⁵⁾であろう。彼は根尾谷断層、阿寺断層などのNW-SE方向の断層が左横ずれであり、ENE-WSW方向の跡津川断層などが右横ずれであることから、それらが東西圧縮による共役断層であるとし、その圧縮力を太平洋プレートの沈み込みによる押しであると考えた。太平洋プレートの押しは、北部フォッサマグナを介して西南日本まで伝わっているとした。

ところが、1984年の日本海中部地震の前後から、北米-ユーラシアプレートの境界が北海道中軸部ではなく、糸魚川-静岡構造線から東北日本の日本海東縁に至る部分であるとする説が注目されるようになった²⁷⁾。プレート境界の転移は約50万年前とされ、この時期を契機に西南日本のテクトニックな環境が大きく変化したことが指摘されている(月刊地球No.90, 日本列島の中期更新世)。瀬野³⁶⁾は、この転移によってそれまで北北西に沈み込んでいたフィリピン海プレートの運動が西北西へと向きを変えたため、フォッサマグナで北米プレートとユーラシアプレートの衝突が始まったとする仮説を提案している。瀬野や藤田の説では近畿地方の圧縮や中央構造線の右ずれ運動を説明することは困難であることから、石橋⁷⁾は西南日本(アムールプレート?)の東進説を主張して、活発な議論がなされている。さらに、瀬野はフォッサマグナの衝突によるブロックの押しだしを考えないかぎり、近畿地方の東西圧縮や中央構造線の右横ずれの説明は困難であるとし、フィリピン海プレートの斜め沈み込みによる引きずり説を提案している。ここではブロックモデルに基づいて西南日本のテクトニクスを再検討することにしよう。

図-10にブロックモデルを示す(金折ほか, 1992, 準備中)。ここでは南海トラフの巨大地震と内陸地震の関連を考慮して、より広域的な立場からブロック境界を再検討しよう。桑原²²⁾は、敦賀湾-伊勢湾構造線(TITL)で中央構造線が約5 kmずれていることを指摘している。最近のKAIKO計画の成果によるとその延長線上の南海トラフには屈曲が認められており、ここではTITLが南海トラフまで達していると思なした。一方、従来日本海東縁のプレート境界はフォッサマグナを通して駿河湾に達しているとしているが、能登半島のつけ根から若狭湾にかけて分布する活断層とそこで発生する特異な横ずれ性の地震発生の存在から、プレート境界が若狭湾側まで派生しているとした。このように考えると、日本列島における北米-ユーラシアプレートの境界はフォッサマグナだけでなく、中部日本内帯のブロック境界やHKFL, TITLなどに枝別れしていることになり、中央構造線もプレート境界となる。すなわち、中部日本はISTL, TITLに囲まれたひとつのマイクロプレートと見なさなくてはならない。

このモデルでは、TITLでの左ずれ運動とHKFLでの右ずれ運動で近畿三角地帯と西南日本外帯が南に相対的に押し出されるような運動をしていることになり、南海トラフの沈み込み地震に先だってHKFLやTITLで内陸地震が発生することにテクトニクスの立場から説明を与えることができる。また、中部日本のブロック境界や構造線がプレートの相対運動を分担していると考えれば、内陸部の歪の蓄積速度が沈み込み帯に比べ約ひと桁小さい 10^{-7} /年であることの説明にも都合がよい。

最後に、どのようにして西南日本のテクトニックなフレームワークができあがったのかを考えてみよう。中部日本の活断層は大規模な破碎帯をもち、それらの形成が白亜期-第三紀初期まで遡るとする年代データが急速に蓄積されつつある。このことは、中部地方や近畿地方のブロック構造は古くからあったものが、最近のプレート運動によって再び活動を始めたことを示唆している。その運動を引

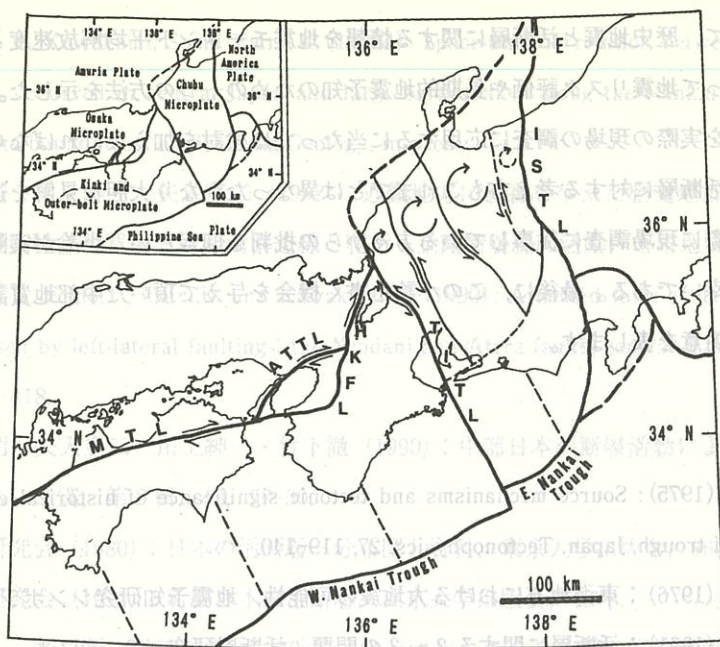


図-10 西南日本のテクトニック・フレームワーク。中部地方は、糸魚川-静岡構造線 (ISTL), 敦賀湾-伊勢湾構造線 (TITL), 南海トラフおよび日本海東縁プレート境界の能登半島側への延長線で規定されるマイクロプレートであると考えられる。日本海東縁プレート境界はさらに HKFL, 中央構造線へとつながる。HKFL と TITL の水平ずれ断層運動によって、近畿三角地帯と西南日本外帯は相対的に南へ移動することになり、これはフィリピン海プレートの潜り込みに伴う地震を誘発する。中部日本の時計回り回転は、フィリピン海プレートとアムールプレートの斜め沈み込みに原因が求められるであろう。

き起こすメカニズムは次のように考えたらどうだろうか。西南日本ではフィリピン海プレートの西北西への斜め沈み込みと日本海東縁でのアムールプレート(?)の東よりの斜め沈み込みによって、中部日本内帯のブロックに偶力が働いてその回転の原動力が与えられた。その回転によってブロックの南側が相対的に西へ変位し、近畿地方を東西圧縮した。すなわち、近畿地方の東西圧縮は、北米プレート、ユーラシアプレート (アムールプレート?), フィリピン海プレートの会合部における中部マイクロプレート自体の時計回り回転によるものであろう。

6. 終わりに

これまでの活断層研究では活断層が個別に取り扱われ、その活動が個々に評価されてきたため、広域的な立場にたつテクトニックな位置づけが見過ごされてきた嫌いがあった。また、過去の地震被害はおおよそ10年に一度の出来事であり、活断層の活動は10年に一度の出来事であるため、両者を対等に扱うことは積極的に行われてこなかった。ここでは、中部地方や近畿地方に密集して分布する活断層について、広域的テクトニックな環境のなかに位置づけ、これまでと違った観点から活断層を捉え直

してきた。そして、歴史地震と活断層に関する情報を地震モーメント平均解放速度という量で定量的に扱うことによって地震リスク評価や長期的地震予知のための一つの方法を示した。

これらの結果を実際の現場の調査に応用するに当たっては検討を加えなければならない点が多くあると思われる。活断層に対する考え方もこれまでとは異なったかなり大胆な見解を述べてきた。この点についても実際に現場調査に従事している方々からの批判を仰ぎたい。小論が実際の調査に少しでも参考になれば幸いである。最後に、この小論を書く機会を与えて頂いた中部地質調査業協会ならびに編集委員会に謝意を表します。

参考文献

- 1) Ando, M. (1975): Source mechanisms and tectonic significance of historical earthquakes along the Nankai trough, Japan. *Tectonophysics*, 27, 119-140.
- 2) 青木治三 (1976): 東海地方における大地震の可能性, 地震予知研究シンポジウム, 56-68.
- 3) 浅田 敏 (1991): 活断層に関する 2-3 の問題, 活断層研究, 9, 1-3.
- 4) Huang, J. and Turcotte, D. L. (1990): Evidence for chaotic fault interactions in the seismicity of the San Andreas fault and Nankai trough, *Nature*, 348, 234-236.
- 5) 藤田和夫 (1985) 変動する日本列島, 岩波新書, 228p.
- 6) 藤田和夫・奥田 悟 (1973): 近畿・四国における中央構造線のネオテクトニクス, 中央構造線 (杉山隆二編), 東海大学出版会, 97-109.
- 7) 石橋克彦 (1986): 東北日本北米プレート説と西南日本東進説, 月刊地球, 8, 762-767.
- 8) 伊東敬祐 (1991): 地震現象の新しい見方, 地震第 2 輯, 44 (特別号), 381-390.
- 9) 垣見俊弘 (1983): 日本内陸の活断層と被害地震の地域的相関, 地質調査所月報, 34, 295-309.
- 10) Kanaori, Y., Kawakami, S. and Yairi, K. (1991): Space-time distribution patterns of destructive earthquakes in the inner belt of central Japan: activity intervals and locations of earthquakes. *Engineering Geology*, 31, 209-230.
- 11) Kanaori, Y., Kawakami, S. and Yairi, K. (1992a): Space-time distribution patterns of destructive earthquakes in the inner belt of central Japan (part 2): moment-release rates and earthquake prediction. *Engineering Geology*, 32, 113-122.
- 12) Kanaori, Y., Kawakami, S. and Yairi, S. (1992b): The block structure and Quaternary strike-slip block rotation of central Japan. *Tectonics*, 11, 47-56.
- 13) Kanaori, Y., Kawakami, S. and Yairi, K. (1992c): Space-time distribution patterns of destructive earthquakes in the inner belt of central Japan (part 3): seismic hazard assessment, *Engineering Geology*, in press.

- 14) Kanaori, Y., Kawakami, S. and Yairi, K. (1992d): Space-time correlation between destructive earthquakes occurred in central Japan and large earthquakes along the Nankai trough: activity of microplate boundaries, *Engineering Geology*, in press.
- 15) 金折裕司・川上紳一・矢入憲二 (1992): 近畿地方に被害を与えた歴史地震の時空分布に認められる規則性—敦賀湾—伊勢湾構造線と花折—金剛断層線の活動, *応用地質*, 33, 187-201.
- 16) Kanaori, Y., Endo, Y., Yairi, K. and Kawakami, S. (1990): A nested fault system with block rotation caused by left-lateral faulting: the Neodani and Atera faults, central Japan. *Tectonophysics*, 177, 401-418.
- 17) 金折裕司・矢入憲二・川上紳一・竹下徹 (1990): 中部日本の断層活動による花崗岩貫入テクニクス, *地震*, 第2輯, 43, 77-90.
- 18) 活断層研究会 (1980): 日本の活断層—分布図と資料, 東京大学出版会, 363p.
- 19) 活断層研究会 (1991): 新編日本の活断層, 東京大学出版会, 437p.
- 20) 笠原慶一・杉村新・松田時彦 (1978): ネオテクトニクスの体系, *岩波講座地球科学*, 210, 変動する地球 I——現在および第四紀——(笠原・杉村編), 岩波書店, 1-31.
- 21) Kinugasa, Y. (1990): Seismotectonic zonation based on the characteristics of active faults in Japan. in Kanamori, H., and Mikumo, T., conveners, *Proceedings of Conference XLVI: The 7th U. S.-Japan seminar on earthquake prediction: U. S. Survey Open-File Report 90-98*, 15-17.
- 22) 桑原徹 (1968): 濃尾盆地と傾動地塊運動, *第四紀研究*, 7, 235-247.
- 23) 松田時彦 (1975): 活断層から発生する地震の規模と周期について, *地震* 第2輯, 28, 269-283.
- 24) 松田時彦 (1977): 地震の痕, *地震予知の方法* (浅田敏編), 東大出版会, 29-54.
- 25) Matsuda (1981): Active faults and damaging earthquakes in Japan-macroseismic zoning and precaution fault zones. in *Earthquake Prediction—An International Review*, Ewing Ser. 4, 279-289, AGU.
- 26) 松田時彦 (1991): 浅田先生のコメントに対するお答え, *活断層研究*, 9, 4-5.
- 27) 中村一明 (1983): 日本海東縁新生海溝の可能性, *地震研究所輯報*, 58, 711-722.
- 28) 岡田篤正・安藤雅孝 (1986): 日本の活断層と地震, 『日本列島の形成, 変動帯としての歴史と現在』(平・中村編), 岩波書店, 82-93.
- 29) Omote, S., Ohosaki, Y., Kakimi, T., Matsuda, T. (1980): Japanese practice for estimating the expected maximum earthquake force at a nuclear power plant site, *Bull. N. Z. Soc. for Earthq. Eng.*, 13, 37-48.
- 30) Ozawa, I. (1973): Forecast of occurrences of earthquakes in the northwestern part of the Kinki district. *Contr. Geophys. Inst., Kyoto Univ.*, 13, 147-161.

- 31) Pacheco, J. F., Scholz, C. H. and Sykes, L. R. (1992): Changes in frequency size relationship from small to large earthquakes, *Nature*, 355, 71-73.
- 32) Scholz, C. H. (1989): Global perspectives of chaos, *Nature*, 338, 459-460.
- 33) Scholz, C. H. (1990): Earthquakes as chaos, *Nature*, 348, 197-198.
- 34) Schwartz, D. P. and, Coppersmith, K. J. (1984): Fault behavior and characteristic earthquakes: examples from the Wasatch and San Andreas fault zones. *J. Geophys. Res.*, 89, 5681-5698.
- 35) Seno, T. (1979): Pattern of intraplate seismicity in Southwest Japan before and after great intraplate earthquakes. *Tectonophysics*, 57, 267-283.
- 36) 瀬野徹三 (1986): 日本列島の中期更新世——50万年前に何が起こったか?——, *月刊地球*, 8, 708-715.
- 37) Shimazaki, K. (1976): Intra-plate seismicity and inter-plate earthquakes: historical activity in Southwest Japan. *Tectonophysics*, 33, 33-42.
- 38) Sornette, D. (1992): Volcanic tremors given mathematical foundation, *Physics World*, 5, No.1, 23-24.
- 39) 竹内均・島津康男 (1969): 現代地球科学, 築摩書房, 262p.
- 40) Thatcher, W. (1989): Earthquake recurrence and risk assessment in circum-Pacific seismic gaps, *Nature*, 341, 432-434.
- 41) Thatcher, W. (1990): Order and diversity in the modes of circum-Pacific earthquake recurrence, *J. Geophys. Res.*, 95, 2609-2623.
- 42) Utsu, T. (1969): Aftershocks and earthquake statistics (I),—Some parameters which characterize an aftershock sequence and their interrelations—, *J. Fac. Sci., Hokkaido Univ., Japan, Ser. VII, vol. III*, 129-195.
- 43) Utsu, T. (1974): Space-time pattern of large earthquakes occurring off the Pacific coast of the Japanese islands. *J. Phys. Earth*, 22, 325-342.
- 44) Weldon, R. J. II (1991): Active tectonic studies in the United States, 1987-1990, *Rev. Geophys. Suppl. (U. S. National Report IUGG 1987-1990)*, 890~906.
- 45) Wesnousky, S. G., Scholz, C. H., Shimazaki, K. and, Matsuda, T. (1982): Deformation of an island arc: rates of moment release and crustal shortening in intraplate Japan determined from seismicity and Quaternary fault data, *J. Geophys. Res.*, 87, 6829-6852.
- 46) Wyss, M. (1990): Seismic cycle not so simple, *Nature*, 345, 290.
- 47) 山崎晴雄 (1987): 最近の活断層研究の発展と展望, *地震予知研究シンポジウム (1987)*, 221-227.

根尾村水鳥および中付近における根尾谷断層の第四紀後期の活動性

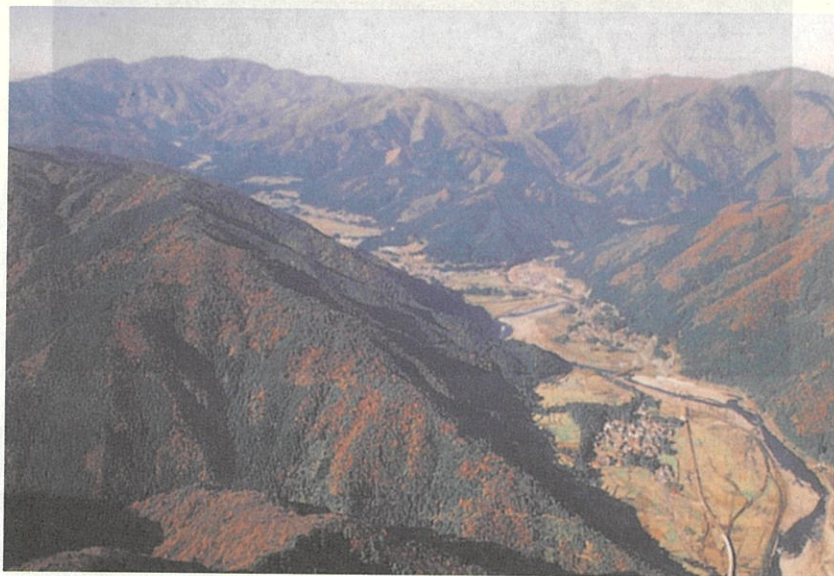


写真1 根尾谷断層中央部から北西部の斜め空中写真

根尾村水鳥南方上空より北方を望む。根尾谷断層は能郷白山南西の鞍部（写真後方左）から始まり、根尾川東岸（写真中央）に沿って延び、水鳥（写真右下）で屈曲部が生じた。水鳥断層崖は順光のためやや不明瞭。1978年11月撮影。



写真2 根尾村水鳥の低位段丘面とその上に見られる断層隆起丘：寺山

水鳥西方の低位段丘面上より北東方向を望む。写真中央の丘が寺山で、その付け根を水鳥地震断層（根尾谷断層）が通った。この低断層崖の下部はより急斜になっており、その部分が濃尾地震時に形成されたと考えられる。1991年9月撮影。



写真3 根尾村中地区における畑や小道の左横ずれ

東側山地斜面より西下を望む。国道157号線の向こう側をほぼ並行して根尾谷断層が走り、畑や小道が濃尾地震時に7～8m左ずれした。その後国道が拡幅され、写真中央部に小屋が建てられたので、現況は多少異なる。写真左側を神所川が流れており、その河谷壁が28m強の左ずれを受けている。1974年6月撮影。



写真4 根尾村神所の低位段丘堆積物の露頭

神所神社北方の国道157号線拡幅工事で見られた東側の露頭である。写真下部が低位段丘を構成する本流型礫層、中部の粘土質層（矢印の間のS）が材を挟んでいた湖沼性堆積物、上部が支流型礫層である。1987年11月撮影。

岐阜県西南部を中心に北西から南東方向へ延びる濃尾活断層系が発達する。1891年の濃尾地震時には、この中心部を占める断層が動き、左ずれの卓越した地震断層系が約80kmにわたって現われた。その中央部に位置する根尾谷断層は地震時の変位量をもっとも大きかった。地質的には幅広い断層破砕帯が伴っており、地形的にもきわめて明瞭である。根尾谷断層の中部には、根尾川河谷に沿って直線状に延びる断層谷（写真1）が形成されている。根尾村水鳥には、水鳥地震断層崖の北方延長部に低位段丘面を14m上下方向に変位させている低断層崖があり、この東側に寺山とよばれる隆起した丘がみられる（写真2）。また、根尾谷断層の中央部にあたる根尾村中地区には、写真3に示すように左横ずれ7～8mに及ぶ濃尾地震の食い違いが現在でも明瞭に残されている。この南側の低位段丘面を下刻する谷には、地震時の横ずれが累積し、28m強に及ぶ左ずれを示す変位河谷が認められる。この低位段丘面とこれを被覆する堆積物が根尾村神所の国道脇で観察され、その中に含まれていた材の年代測定値から、根尾谷断層の活動間隔や変位速度が求められた。（岡田篤正撮影）

根尾村水鳥および中付近における 根尾谷断層の第四紀後期の活動性

京都大学 理学部地球物理学科

理学博士 岡田 篤 正

東京大学名誉教授 九州大学教授

理学博士 松田 時 彦

I. は じ め に

濃尾地震は、1891（明治24）年10月28日に岐阜県根尾谷断層を震源として発生した日本最大の歴史地震（ $M=8.0$ ：村松，1962；宇佐美，1987）であった。この時生じた濃尾地震断層系は左横ずれで、概して南西側隆起の変位を示し、その長さは約80kmに達した（図1）。これに、濃尾平野の地下に推定された断層（井関，1966ほか）を含めると全長約90kmにも及ぶ。

この時の根尾谷断層の変位量は左横ずれで最大約8mに達した。根尾村水鳥付近には比高約6mの見事な地震断層崖（“水鳥の断層崖”）が現われた。この水鳥の断層崖は地震直後に写された写真とともに Koto（1893）によって報告され、内外の多くの教科書に紹介されている。

水鳥地震断層崖の周辺ではその後もいくつかの研究が行なわれてきたが、ボーリング等の地下資料や第四紀層の記載に乏しく、段丘面や谷底平野面の詳しい地形分類や、それらの形成年代・累積変位量に関する資料もほとんどなかった。

筆者らは1970年代に行なわれた樽見線の敷設や、その後の道路の工事などが行なわれている際に、根尾村中部域の地質を直接に観察し、沖積層や段丘堆積物の中から年代測定試料を採取してきた。また、近年可能となった地形図類や空中写真を使用して、詳しい地形分類や第四紀層の調査を行なってきた。

本稿では、こうして明らかになった水鳥断層崖やその北西延長部の性質と、さらに北方の根尾村中付近で得られた根尾谷断層の性質とに基づいて、根尾谷断層の完新世における変位の累積性や濃尾地震の再来間隔などについて述べる。

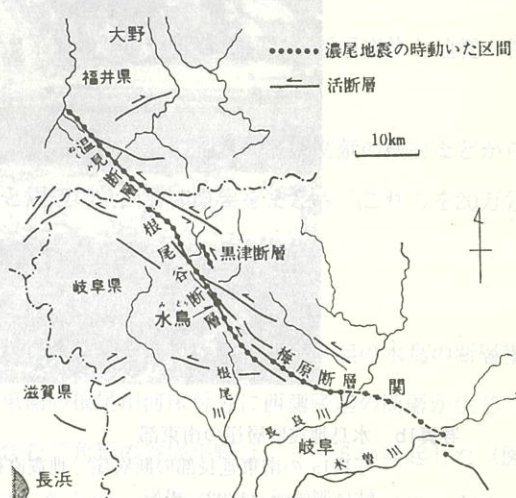


図1 根尾谷断層系と濃尾地震の地震断層
(松田, 1974による小出ほか, 1979)

なお、本稿では水鳥の断層崖をもたらしした断層を水鳥断層とよぶ。この水鳥断層は、水鳥集落北辺に現われた水鳥大將軍断層とともに、濃尾地震時の主要な変位線であるが、地質断層としての根尾谷断層の主断層線は、これらのさらに東方にある可能性がある。本稿では水鳥断層も水鳥大將軍断層も根尾谷断層（帯）を構成する断層として扱う。

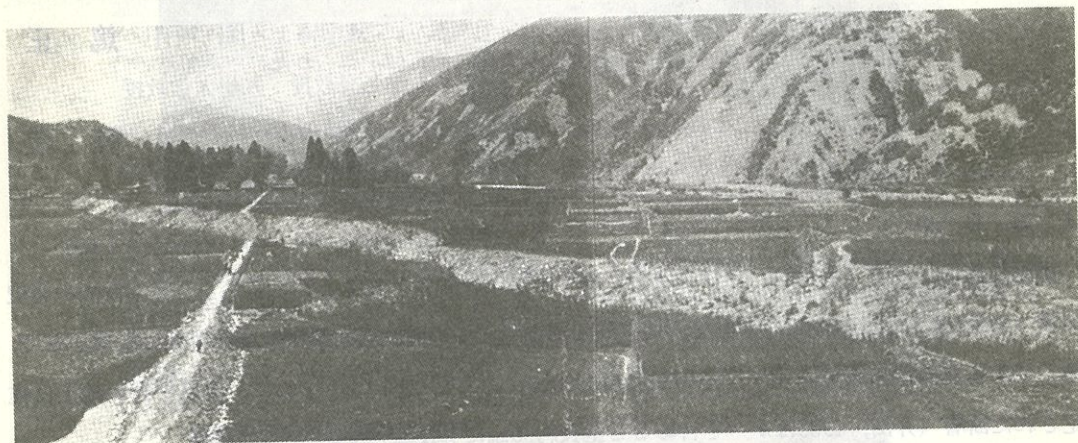


写真1a 水鳥の断層崖

Koto (1893) の写真よりやや東南側の段丘面上より北東方を見たもの。
岐阜測候所 (1892) 撮影の写真の写真を貼り合わせた。

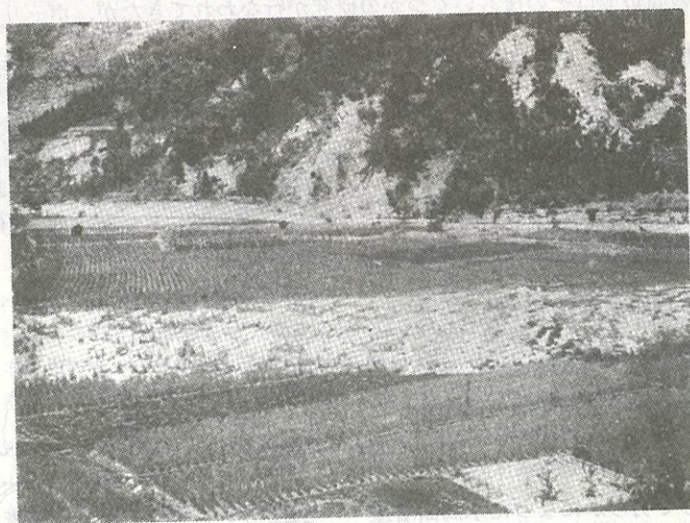


写真1b 水鳥地震断層崖の南東部

写真1a の南東延長部の断層崖。地震直後の根尾川の侵食により消滅したので、現存しない。
岐阜測候所 (1892) 撮影。

Ⅱ. 根尾谷断層の研究史

1) 根尾谷断層の研究概略史

小藤 (小藤, 1892; Koto, 1893) は地震直後の状況を詳細に調べて、当時刊行されていた唯一の40万分の1地形図上に断層の位置を示した。この図では断層線を連続した1本の線で示しており、場所によって大きく弯曲させている。

これに前後して、巨智部 (1891, a, b)・比企 (1891)・片山 (1893)・脇水 (1893)・大森 (1893-94, 1894) 等は地震発生地域に赴いて、丹念な現地調査を実施し、発生後間もない時期に観察された断層変位に関して貴重な詳しい報告を出している。

その後、大森 (1899, 1900, 1910) は断層の位置や状況をさらに詳しく記載し、1本とされていた地震断層が、根尾谷断層と黒津・温見断層という2本の雁行状に配列する断層からなることを明らかにした。また、大森は上下変位の向きが場所によって異なることも指摘した。

別所 (1967) は当時までに調査された主な研究者の成果を紹介・批評して、長年に及ぶ地質調査の結果を地質図としてまとめ、その解説を行なうとともに地震断層の地質学的な意義について詳しく述べている。

1967年日本地理学会秋季大会の巡検の資料を基にして、井関・守屋 (1968) が根尾谷断層に関するそれまでの研究を概説し紹介している。

松田 (1974) は、それまでの文献を整理し、それらの記載事項や現地聞き取り調査結果と現在の様子とを照合して、地震断層の正確な位置や変位量を求めた。その結果、濃尾地震断層系には不連続や屈曲があるものの、7本の地震断層線が認められること、それは既存の活断層系 (濃尾活断層系) の主部が再活動したものであることなどが明らかになった。

村松 (1976) は濃尾地震と根尾谷 (=濃尾) 断層 (系) の解説を行ない、主な断層変位と地震の特徴や地殻変動などについて解説している。

岡田 (1979) や活断層研究会 (1991) は、広範囲に及ぶ空中写真の判読や既往文献の検討などから、活断層やリニアメントを抽出する中で、濃尾断層系と周辺の活断層の概要をまとめ、これらを20万分の1地勢図の上に表現した。

2) 水鳥付近の地震断層の研究史

本稿の主な調査対象地である水鳥付近には、濃尾地震時に、その南西側に北東隆起の水鳥の断層崖、北側に南側隆起の断層崖 (水鳥大將軍断層)、そして東側の根尾川河床付近に西側隆起の断層が生じた。このため、これら3つの断層に囲まれた水鳥集落を含む三角形の谷底平野は、5~6 m隆起した (図2, 3)。この特異な水鳥断層崖や三角状地帯 (水鳥三角台地) の成因や変位量については、古くから多くの研究がある (大森, 1900; 中村, 1927; 津屋, 1937; 村松ほか, 1964; 松田, 1974; 林, 1983)。大森 (1900) はこれを、周囲を断層にとり囲まれた水鳥地区の外側が陥没して島が生じたような外

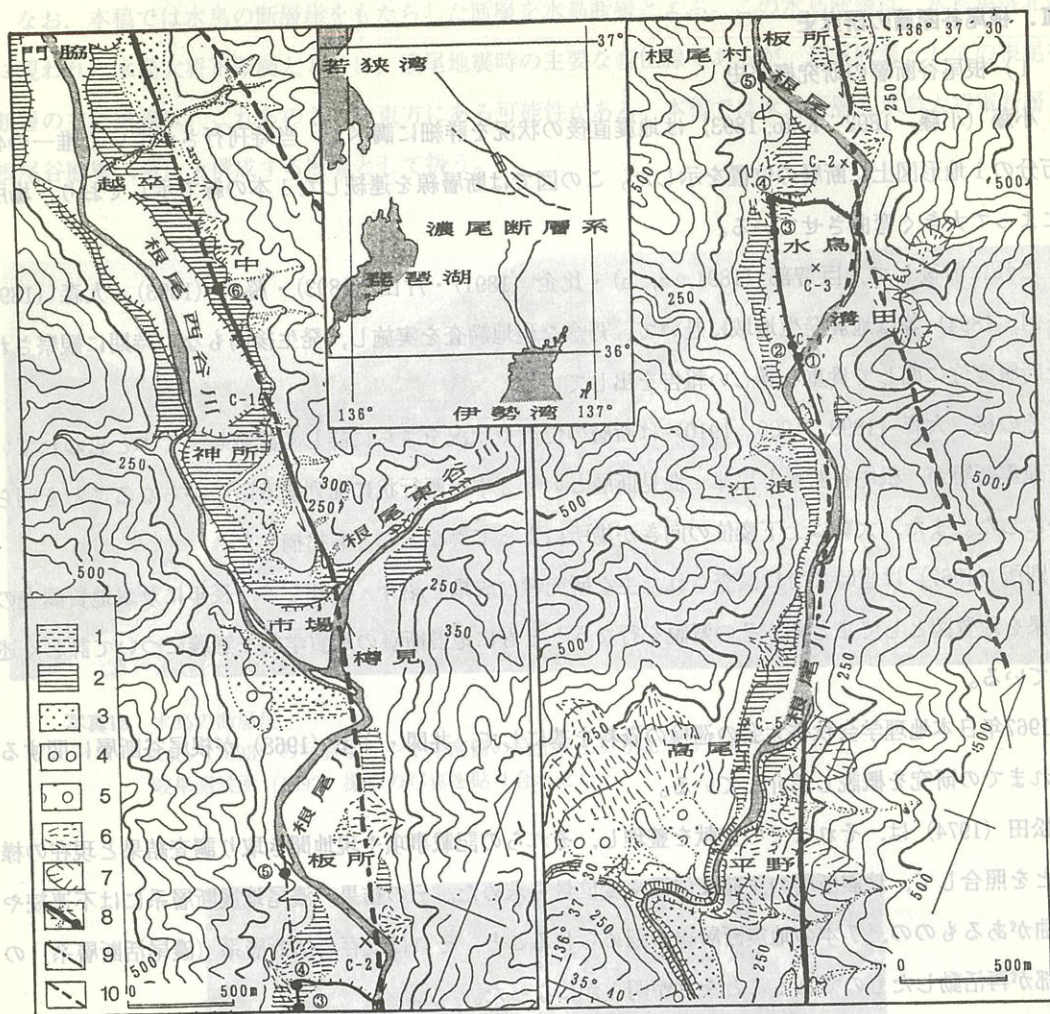


図2 根尾谷断層中部、中付近から水鳥付近までの1891年地震断層線と地形面区分

左図は右図の上部につづく。両図の位置は挿入図参照。等高線は2万5千分の1地形図〔梅見〕・〔谷合〕による。×のC-1~C-5は¹⁴C年代試料採取地点。

1. 最低位段丘面, 2. 低位段丘面, 3. 中位段丘面, 4. 中-高位段丘面, 5. 高位段丘面,
6. 扇状地-崖錐, 7. 斜面崩壊地, 8. 根尾谷断層 (矢印は横ずれ方向, 点線部は横ずれ谷,

●印は断層破砕帯の露出地点と地点番号), 9. 地質断層, 10. リニアメント~埋没断層

観を呈したと記している。中村 (1927) や津屋 (1937) は、水鳥断層崖が水鳥低地を走り、この付近の根尾谷断層の一般的走行にたいしてやや北西に振れていて、上下変位の向きが全く異なる等の事実から、水鳥断層崖を副断層または表層的な断層と考えた。村松ほか (1964) は水鳥三角台地の電気探査から、水鳥断層は基盤も同様に食い違っていることを明らかにし、上記の津屋 (1937) の考えを否定した。松田 (1974) は水鳥の隆起を屈曲した断層に沿う左ずれによって生じた圧縮によるふくらみと考えた。水鳥の断層崖での上下変位量は当時の測定では北東側が約6m隆起していた。これには左横ずれも伴ったが、その左ずれ変位量については、報告者によって2.4mから6mまでさまざまである。さら

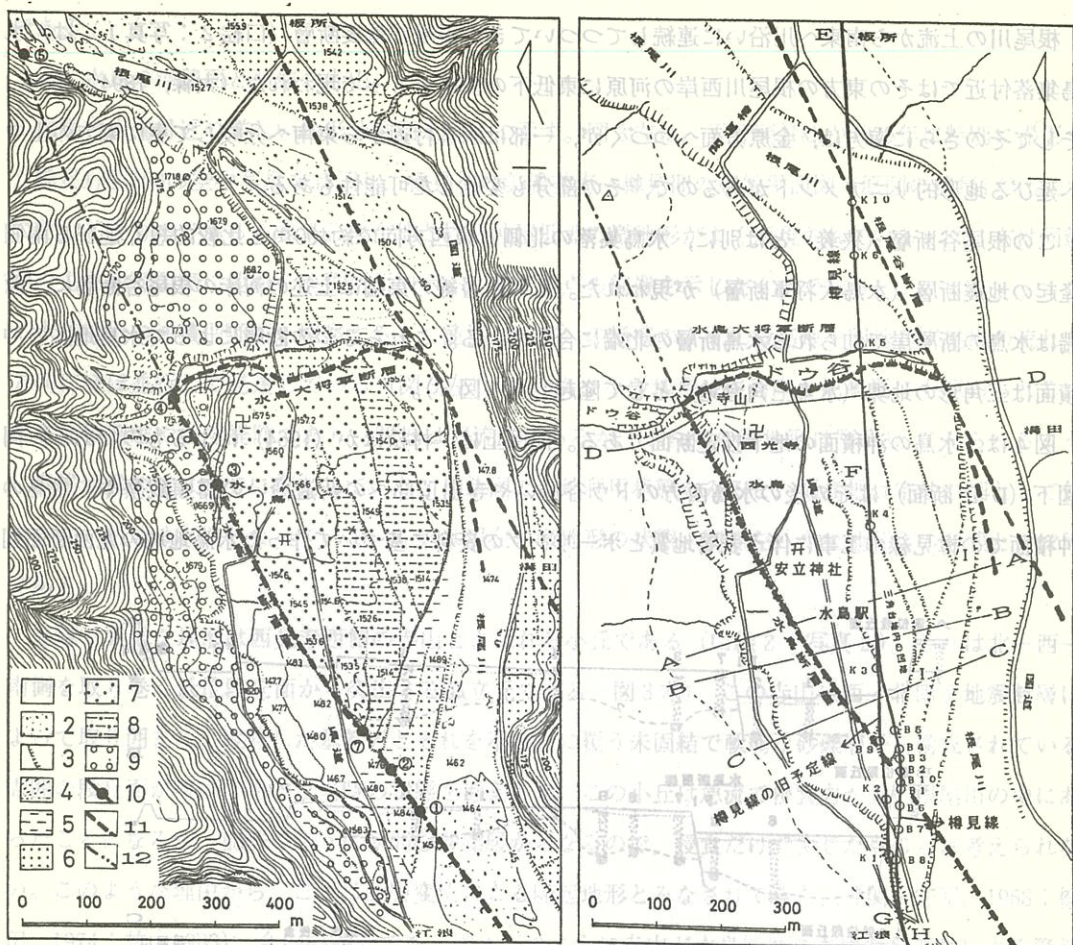


図3 水鳥付近の詳細地形分類図(左)と地名、断面線的位置(右)

断面図は図4と図6に示す。1. 山地斜面・地震後に平坦地化された所・川面, 2. 現河床面, 3. 低崖(水鳥・水鳥大將軍の断層崖および河食崖), 4. (小)扇状地一崖錐, 5. 濃尾地震後の洪水による河床凹地の平坦部, 6. 同微高地(自然堤防), 7. 水鳥三角台地(主に自然堤防起源)の微高地, 8. 水鳥三角台地の凹地(旧流路), 9. 低位段丘面, 10. 断層破碎帯の露出地点, 11. 濃尾地震時の断層線, 12. 地質断層線

に地震後に逆戻りした可能性も考えられている(津屋, 1937)。そこで筆者らは、現在水鳥断層の左ずれ量について当時の地籍図と比較しつつ検討中であるので、水鳥での横ずれ変位量についての考察は本稿では省略する。

水鳥の断層崖の北西端に続く水鳥西端の段丘崖斜面と寺山西斜面での上下変位量については、新たに測定値が得られたので、Ⅲ章の2)で記載する。

Ⅲ. 水鳥付近の根尾谷断層

1) 水鳥の三角台地

根尾川の上流から南東へ川沿いに連続してつづいてきた根尾谷地震断層（口絵2：写真1）は、水鳥集落付近ではその東方の根尾川西岸の河原に東低下の変位をもって現われた（大森，1894，1900）。そしてそのさらに南方は、金原方面へつづくが、一部は水鳥付近から東南へ分岐して更に東方の山中へ延びる地形的リニアメントがあるので、その部分も変位した可能性もある。

この根尾谷断層（狭義）とは別に、水鳥集落の北側に東西方向で約400mと比較的短く延びる南側隆起の地震断層（水鳥大將軍断層）が現われた。この断層線の東端は上述の河床の根尾谷断層に、西端是水鳥の断層崖で知られる水鳥断層の北端に合している。これら3つの断層によって水鳥地区の沖積面は三角形の地塊（水鳥三角台地）として隆起した（図3）。

図4は、水鳥の沖積面の地下推定断面である。同図上は、村松ほか（1964）によるものである。同図下（D-D断面）はその後の水鳥西方のドウ谷沿いや寺山頂部への新道沿いの露頭観察や、水鳥の沖積面での樽見線の工事に伴う表層地質とボーリングの資料に基づいて作った水鳥地域の東西断面図

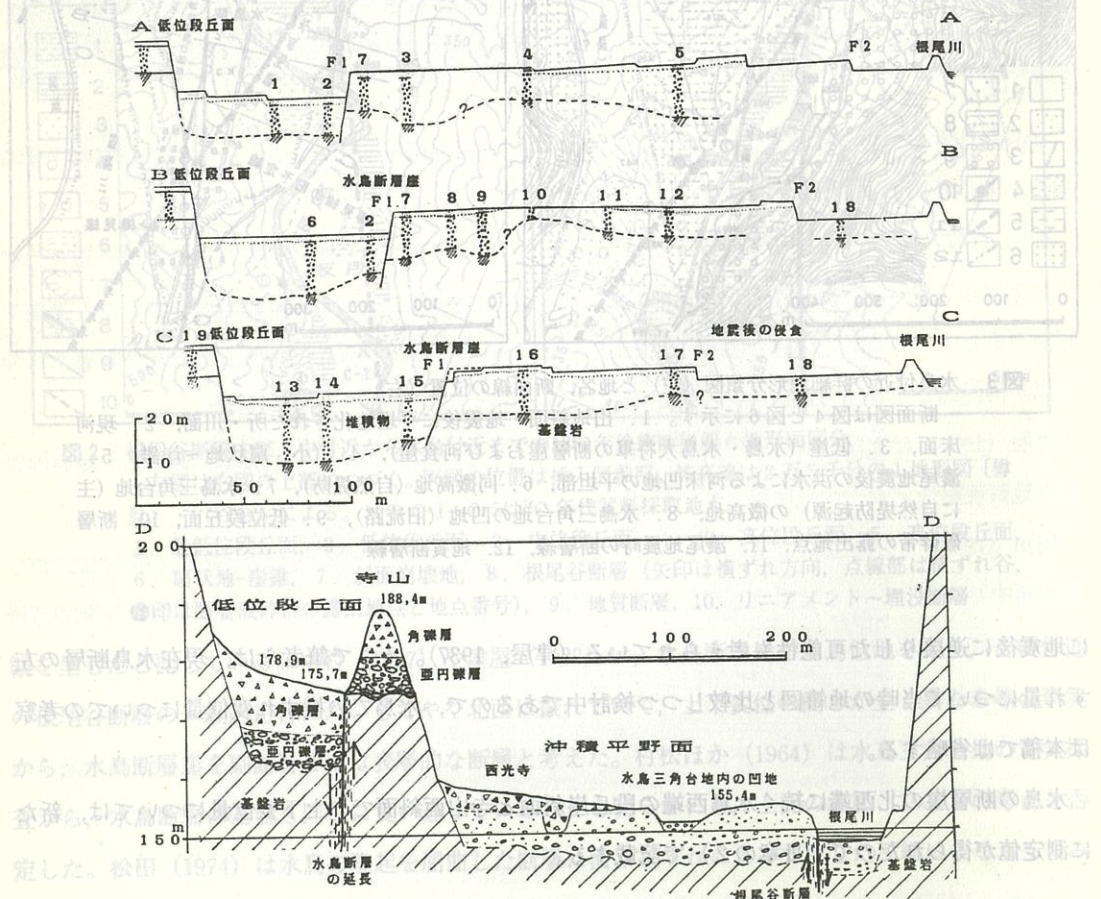


図4 水鳥付近における東西方向の地形・地質断面

A-A, B-B, C-C断面は村松ほか（1964）による。D-Dは筆者らの調査（一部推定）による。

各断面の位置は図3右に示す。地質の記号は図内に示した。

である。より正確には、その地質図に示すように、根尾川が水鳥大断層に沿って流れている。

2) 水鳥の沖積面と西側の寺山

根尾村水鳥付近の詳しい地形分類図を図3に示す。図3左は、玉野測量KKが1975年に特別に撮影した縮尺1/6,000の空中写真を判読し、樽見線的美濃神海—樽見間の路線平面図（原図の縮尺1/2,500）に記入したものである。水鳥三角台地と周辺沖積低地の微地形がよく表現されている。図3右は同範囲の主な地形要素に地形・地質断面やボーリング地点の位置を示したものである。

水鳥付近の沖積平野面を観察すると、籠瀬（1975）の指摘のように微高地や凹地が根尾川の流れる方向にほぼ並行して発達している（図3左）。このような微地形は現河床と氾濫原にも認められる。微高地は礫堆や自然堤防であり、凹地は旧流路であるが、これらの微地形は写真1aにみられるように濃尾地震の前にすでに存在していた。地籍図で土地利用状態をみると、微高地は宅地や畑として使用され、凹地は水田となっている。これは現在の微地形の状態（図3左）や土地利用の形態とはほぼ同である。

当域で異常な地形は西光寺西側の寺山とよばれる小丘である（口絵2：写真2）。それは北—西—南側を取り巻く低位段丘面から突出する孤立丘である（図3左）。この寺山は西—北側を地震断層によって取り囲まれ、破碎した基盤岩とそれを不整合に覆う未固結で軟弱な砂礫層から構成されている。周囲の段丘面が河床であった当時の状態を考えると、この小丘は急流で侵食力が強い根尾川の中にあつたことになるが、前述のように軟弱な砂礫層からなるので、侵食だけで生じたものとは考えられない。このような理由から、これは断層変位による隆起地形とみなされてきた（井関・守屋，1968；松田，1974；林，1983）。今回の調査でも、図4下のように寺山が水鳥断層の東側隆起運動による隆起地形であることがたしかめられた。

3) 水鳥断層の北方延長および南方延長

水鳥の断層はその北方延長にあたるドウ谷以北では、付近の段丘面を変位させていない。したがって水鳥の断層崖をつくった地震断層は、ドウ谷の所で鋭角的に東へ曲がって水鳥大將軍断層へつながっていたと考えられる。しかし、水鳥断層は地質的にはドウ谷以北でもその延長部にあたる北西方の尾根に2つの鞍部（図3左）があり、北側の鞍部と根尾川河床に破碎帯をみせている（図2および3の●⑤地点）ので地質断層としての水鳥断層はさらに北西へ連続している（井関・守屋，1968；松田，1974；林，1983；脇田，1991：図2）。

一方、水鳥地震断層崖の南東延長部は岐阜測候所（1892）の写真（写真1a, b）に撮影されているように、当時は現存の崖よりさらに南東方向へ根尾川の河床付近まで延びていた（名古屋市防災会議，1978；岐阜県市町村史研究連絡協議会，1978；飯田，1979）。現在は後述のように根尾川の洪水によってその大部分は失われている。

本巣郡教育会（1937）の本巣郡志下巻（pp. 719-720）によれば、地震以後の明治26・29・34年に

根尾川に沿って大洪水があったと記されている。

これらの大洪水時の侵食（および堆積）によって根尾川河床寄りの部分が失われ、水鳥三角台地東側の低い侵食崖（図3右のI-I'）がこの時つくられたらしい。これらの洪水時にはまだ根尾川に沿って堤防は造られていなかった。

樽見線の橋脚工事の時に観察されたタバコの銀紙や炭片を含む堆積物（後述）は、地震後のこれらの洪水による堆積物であると判断される。

なお、水鳥の断層崖の北西端是水鳥集落の南西端に達するが、そこでの崖高は現在では4 m前後であり、当時の写真（写真2、3）から推定される崖高（写真2の人物から判断すると当時の崖高は6 m

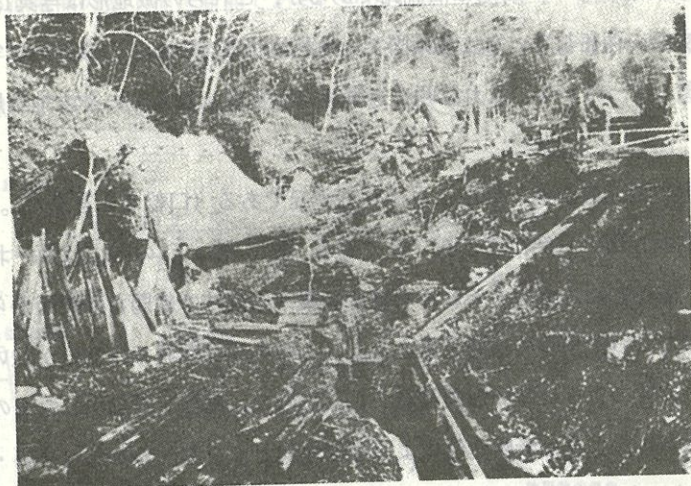


写真2 水鳥断層崖の北西端

図2の水鳥の段丘崖の基部に近い集落の中の断層崖。人物との比較から崖の高さがほぼ計算できる。瀬古安太郎撮影の写真（岐阜県市町村史研究連絡協議会，1978）。

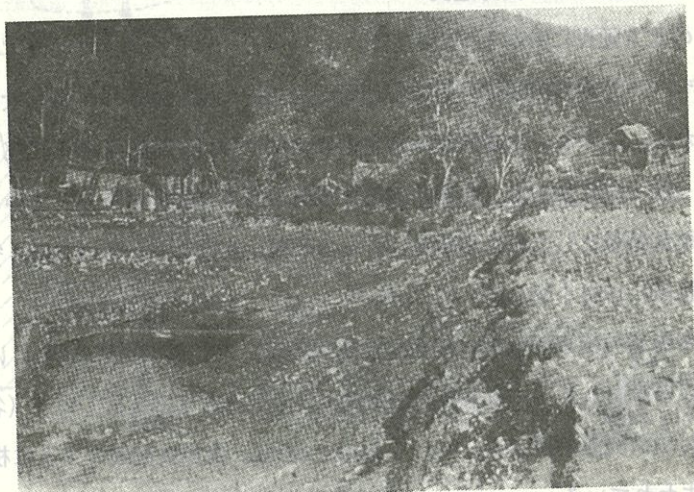


写真3 水鳥断層崖の北西部（安立神社の西南西）

大垣市立図書館所蔵の写真（岐阜県市町村史研究連絡協議会，1978）。

に近い)よりも低い。これはその後の人工改変や、背後の段丘崖や寺山からの土砂による堆積作用によって低められたためであろう。

4) 水鳥断層の水鳥西端部での上下変位量

水鳥の断層崖は、その北西端で水鳥集落西端の段丘崖にぶつかり、その斜面を変位させ、さらにその北方につづく西光寺寺山の西縁に延びる。その両地点での上下変位量が得られたので下に記す。

図5の断面AとBは西光寺背後の寺山西斜面での変位量を示す。この斜面は、前述のように水鳥断

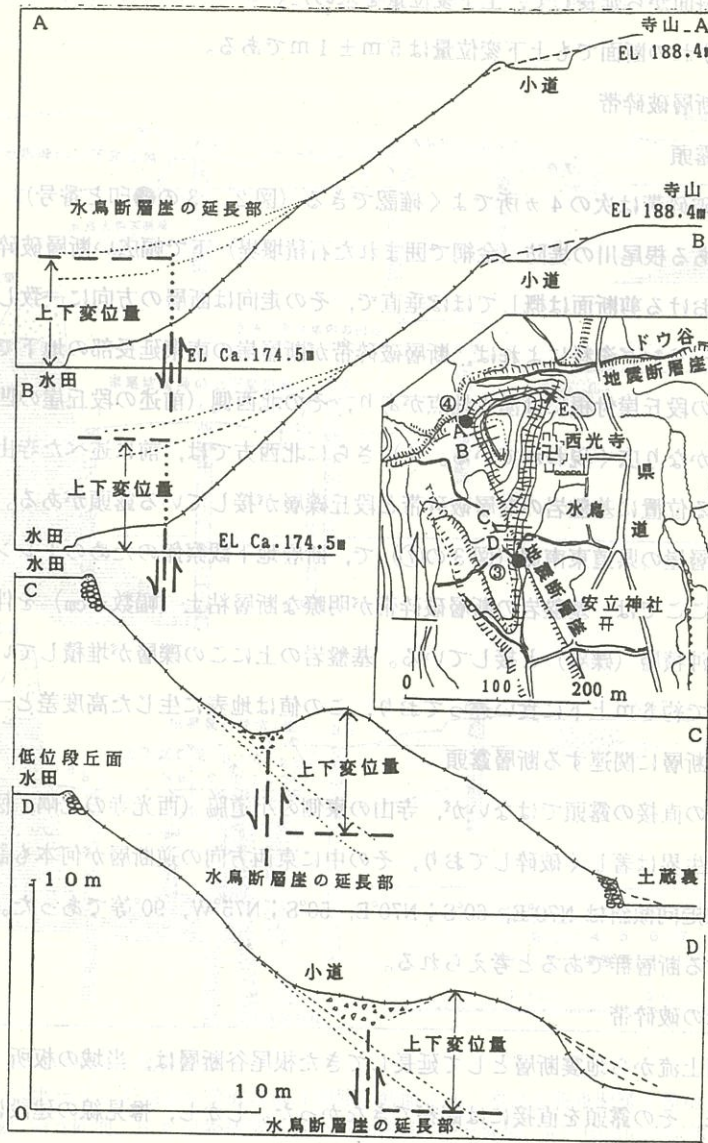


図5 水鳥の寺山西側～南付近の地形断面

断面(A～D)の位置は挿入図参照。A・Bでは低断層崖の途中に傾斜変換点があり、それら以下が濃尾地震による急崖である。C・Dでは段丘崖の途中に凹地状の地形があり、これらは北東側の隆起で生じた。Eは逆断層の露頭が見られる位置。

層の北西端に位置していることや、地質観察から低断層崖である。この斜面にはいずれの断面でも途中に2つの傾斜変換点が認められたので、その高さから、濃尾地震時の上下変位量を図のように推定した。

図5の下半の2断面CとDは、寺山の南側の低位段丘崖の斜面での変位量を示す。水鳥の断層崖は水鳥集落の西端でその段丘の斜面にぶつかるが、断層はその斜面を斜めに横切り、段丘崖斜面を北東側隆起に変位させたため、斜面の中腹に斜めに延びる凹地形をつくっている。地形断面図で、元の段丘崖をその上方の斜面から延長して、上下変位量を求めた。

上記のA～Dいずれの断面でも上下変位量は $5\text{ m} \pm 1\text{ m}$ である。

5) 水鳥付近の断層破砕帯

a) 水鳥断層の露頭

水鳥地震断層の破砕帯は次の4ヵ所がよく確認できる(図2, 3の●印と番号)。1) 地震断層崖の南東延長方向にある根尾川の堤防(金網で囲まれた石積堰堤)下で幅広い断層破砕帯が露出している。その破砕帯における剪断面は概してほぼ垂直で、その走向は断層の方向に一致している。2) 後述する樽見線のボーリング資料によれば、断層破砕帯が断層崖の南東延長部の地下でよく認められた。3) 断層崖北西端の段丘崖付根には湧水地点があり、その北西側(前述の段丘崖の凹地基部)に黒褐色の断層破砕帯がかなり広く現われている。4) さらに北西方では、前に述べた寺山の北西下でドウ谷の河床壁にあたる位置に基盤岩の断層破砕帯と段丘礫層が接している露頭がある。

なお、水鳥の断層崖の県道東南側(図3の⑦)で、断層地下観察館のためのトレンチ工事が1991年夏に行なわれた。ここでは、基盤岩の断層破砕帯が明瞭な断層粘土(幅数+cm)を伴って、ほぼ垂直の断層面を介して沖積層(礫層)と接している。基盤岩の上にこの礫層が堆積しているが、その不整合面が断層を挟んで約6 m上下に食い違っており、この値は地表に生じた高度差と一致している。

b) 水鳥大將軍断層に関連する断層露頭

水鳥大將軍断層の直接の露頭ではないが、寺山の東側の小道脇(西光寺の北隅、図5のE)の露頭では基盤の中・古生界は著しく破碎しており、その中に東西方向の逆断層が何本も認められた。例えば、顕著な断層の走向傾斜は $N70^{\circ}E, 60^{\circ}S$; $N70^{\circ}E, 50^{\circ}S$; $N75^{\circ}W, 90^{\circ}$ 等であった。これらは水鳥大將軍断層に並走する断層群であると考えられる。

c) 根尾川河床の破砕帯

北西方の根尾川上流から地震断層として延長してきた根尾谷断層は、当域の板所(図3の上端)や水鳥付近では従来、その露頭を直接には観察できなかった。しかし、樽見線の建設に伴う橋脚工事が根尾川河床で行なわれていたとき、基盤をなす中・古生層の露出をみることもできた(図3右のK10地点)。そこでは多数の小断層(根尾谷断層の方向に対してほぼ直交するものが多い)が発達しており、全体として著しく破碎し、角礫化していた。この場所は根尾谷断層の近くに位置していたの

で、その破碎帯の縁辺部にあたる可能性が強い。

6) 水鳥断層崖付近の地下地質

筆者らは、当初予定されていた樽見鉄道の路線（旧予定線）および現路線（旧予定線の東側約24m）に沿うボーリング資料を、鉄道建設公団から提供していただいた。また、工事中に橋脚や切り土部分の地質断面を観察し、いくつかの年代測定試料を採取することができた（表1の2～4b）。

図6は同公団作成の1/2,500の地形図に基づいて作った地形断面に、それらの地下調査資料を書き入れたものである。図に示されているように、旧予定線（F-G断面）と現在の路線（F-H断面）

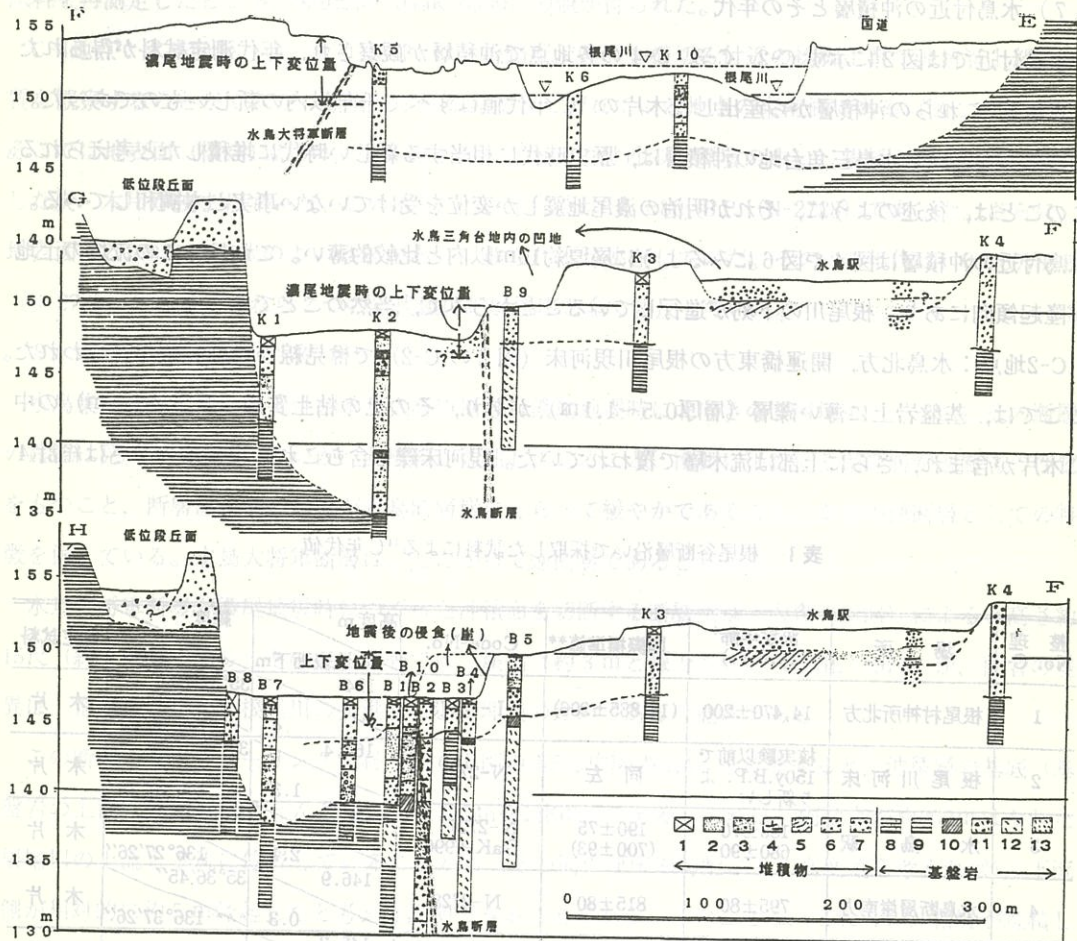


図6 樽見線に沿う南北の地形・地質断面

断面線およびボーリング地点の位置は図3参照。断面F-E：水鳥大將軍断層を横切る断面，G-F：樽見線の旧予定線に沿う断面，H-Fは路線変更後の現樽見線に沿う断面，K1-10は旧予定線の，B1-10は迂回した現行線沿いのボーリング柱状図。水鳥駅付近での地質観察を書き加えた。

1. 表土，2. 砂層，3. 砂礫層，4. 埋もれ木，5. 礫混じり砂層，6. 礫層，7. 角礫層，8. 基盤岩（砂岩），9. 基盤岩（粘板岩），10. 風化した基盤岩，11. 断層角礫帯，12. 断層破碎帯，13. 断層粘土帯

のボーリング資料を比較すると、水鳥断層を挟む基盤岩上面（沖積層基底）の高度差に顕著な差異が認められる。F-G 断面ではその高度（標高約147mと135m）の差は約12m、F-H 断面では4～7mと見積もられる。両者の差異はボーリングの間隔と基盤岩上面の凹凸を考慮すると、それらがただちに断層変位量をあらわしているとは思われない。この差異については考察の項で述べる。

図6下によれば、断層周辺の基盤岩は破碎を受けており、とくに北側で幅が広い。また、B2のボーリングの中部では断層粘土帯と記載されている部分があるので、そこを主断層が通るとみなされる。

なお、ボーリング柱状図の上部で、断層と無関係に横切っているようにみえる礫層は、地震後の洪水による堆積物と考えられる。

7) 水鳥付近の沖積層とその年代

水鳥付近では図2に示すC-2、C-3、C-4の各地点で沖積層が観察され、年代測定試料が得られた（表1）。これらの沖積層から産出した木片の¹⁴C年代値はすべて千年以内の新しいものであった。このことなどから水鳥三角台地の沖積層は、歴史時代に相当する新しい時代に堆積したと考えられる。このことは、後述のように、それが明治の濃尾地震しか変位を受けていない事実とも調和している。水鳥付近の沖積層は図4や図6にみるように層厚約10m以内と比較的薄い。これは、この流域の土地が隆起傾向にあり、根尾川の下刻が進行していることからみて、当然のことであろう。

C-2地点：水鳥北方、開運橋東方の根尾川現河床（図2のC-2）で樺見線の橋脚工事が行なわれた。ここでは、基盤岩上に薄い礫層（層厚0.5～1.1m）があり、その上の粘土質層（厚さ約0.5m）の中に木片が含まれ、さらに上部は流木層で覆われていた。現河床礫を含むこれら堆積物の厚さは総計4

表1 根尾谷断層沿いで採取した試料による¹⁴C年代値

整理 No. C-	場 所	決定年齢* (y.B.P.)	国際標準値**	Code-No.	高度m	緯度	経度	測定試料
					地表面下m			
1	根尾村神所北方	14,470±200	(14,885±206)	I-15173	194	35°38'23"	136°06'30"	木 片
2	根 尾 川 河 床	核実験以前で 150y.B.P. より新しい	同 左	N-2731	161.4	35°37'13"	136°37'23"	木 片
3	水 鳥 駅	185±70 680±90	190±75 (700±93)	N-2727 GaK-6990	153	35°36'55"	136°27'26"	木 片
4 a	水鳥断層崖南方	795±80	815±80	N-2728	146.9	35°36'45"	136°37'26"	木 片
4 b	"	110±75	110±80	N-2729	145.3	"	"	木 片
5	根 尾 村 高 尾	1,760±90	(1,811±93)	GaK-6989	152	35°35'49"	136°37'43"	木 片

* は Libby の半減期 (GaK=5570年, N=5568年) を使用した年代。 ** は国際標準値 (半減期 N=5730) による年代。() は Libby の値に $5730/5570 \sim 5568 = 1.0287$ を乗じた筆者等の計算値。

～5 mである。木片の ^{14}C 年代は核実験が行なわれる前で、150y.B.P.より新しい年代(N-2731)と測定された。水鳥大將軍断層の北約10mの橋脚工事でも地表下1 mまでは礫層であったが、その下に厚さ1 m以上のシルト～粘土層がみられ、これは上記と同一の地層に対比される。

C-3地点：水鳥駅付近にはプラットフォームの側溝をつくるために、地表面から深さ2.7 mまでに及ぶ溝が掘られた(図2のC-3)。ここは水鳥三角台地の中にある凹地帯であり、旧流路の部分に相当する。構成層は上部の約1.3 mまでは最大径30 cmで、拳大の亜円礫が卓越する根尾川本流の粗粒堆積物であった。この下に層厚約1.3 mの中～粗砂層があり、その中部に小木片が多く挟まれていた。この木片の ^{14}C 年代は $190 \pm 75\text{y.B.P.}$ (N-2727)であり、予想値より相当若い年代であったので、同一試料を再測定したところ、 680 ± 90 (GaK-6990)の値が得られた。

C-4地点：水鳥断層(崖)より南側では、現路線が断層を横切る付近の橋脚工事で沖積層上部の地質を観察することができた。断層地下観察館が建てられている地点の東南側である(図2のC-4)。そこでは地表面(標高147.6 m, 図3の下部)下0.65 m付近の砂礫層の中に、銀紙や角がとれて礫化した炭・木片が挟まれていた。この木片の ^{14}C 年代値は $815 \pm 80\text{y.B.P.}$ (N-2728)であった。さらに、地表面下2.3 mには淘汰のよい砂層があり、埋もれ木が挟んでいた。その ^{14}C 年代は $110 \pm 80\text{y.B.P.}$ (N-2729)である。これら2つの年代値は地層層序と全く相反していた。

8) 水鳥大將軍断層の性質

水鳥集落北辺にある東西性の水鳥大將軍断層は濃尾地震時に北向きの断層崖をつくった。その断層の露頭は見いだされていないが、断層線が弯曲していること、南側に平行する副断層が逆断層の性質をもつこと、断層崖斜面の勾配が水鳥断層崖にくらべて緩やかであること、などの逆断層としての特徴を備えている。水鳥大將軍断層は、したがって逆断層であると考えられる。

水鳥大將軍断層が濃尾地震時につくった沖積面を切断する断層崖は、大森(1894)によると高さ約15尺(約5 m)である。その後の調査では、崖高は約3 mと報告された(松田, 1974)が、両者の差異は、地震後に生じた根尾川の大洪水による埋積のためである可能性がある。

この断層を横切るボーリング資料(図6上図のK5と中図のK4)を比較すると、沖積層の基底(基盤岩の上面)の高度はほとんど同じ(標高146～148 m)である。これは、両地点が約300 mはなれた根尾川の上流と下流に位置していることから(その間の河床の勾配による高度差を考えれば)、下流側が相対的に約5 m隆起したと考えて説明できることである。このことは、これらの沖積層が堆積してから現在までに、この断層が1回の断層変位(1891年濃尾地震)を生じただけであることを示している。この沖積層の年代については、既述のように1,000年かそれよりも新しい。

9) 水鳥および高尾付近の低位段丘とその構成層

水鳥集落の西側を取り巻いて、低位河岸段丘面(根尾川の氾濫原面からの比高:10 m+)が発達している(図3)。これを構成する地層は根尾川本流の礫層(下部)と西側山地からの扇状地～崖錐堆

積物（＝角礫質層）である。それらの堆積物の厚さは川に向いた所では2～3 mから5～6 mである。本流の礫層は円礫を多く含み、相対的に粒径の揃った礫が主体であり、一続きの段丘ではほぼ同じ厚さである。角礫層は山地側へ向かって一般に層厚を増している。

根尾村高尾のC-5（図2の同地点、表1の5、図7のC）では、樽見線の建設工事によって地下約3 mまでの、段丘堆積物を観察することができた。この露頭の下部には円礫の巨礫が多い。この段丘礫層の上部に、厚さ数10 cmの角礫層に覆われて層厚2 m以上のシルト～粗砂層があり、その中に大木の埋もれ木が多数含まれていた。この年代測定値は $1,760 \pm 90$ y.B.P. (GaK-6989)であった。この試料を含むシルト～粗砂層は、支流ないし一時的な湖沼性堆積物と思われる。すぐ下流の平野付近には、東側山地斜面に崩壊地の地形があり、ここから供給された土石流扇状地ないし崖錐の堆積物もみられる。また、それらの構成物である厚い角礫質層が金原ダム上流の東側で観察できる（図2右）。この付近の谷底は幅200 m程度と狭い。これらの崩壊によって下流側がせき止められて、一時期局所的に出現した湖沼性堆積物が上述のシルト層であろう。したがって、上記の年代値は低位段丘面形成の時代を直接に意味するのではなく、その後にせき止めが起こった年代であると考えられる。

この低位段丘に相当する段丘は、水鳥の上流、中-神所地区にもあり、後述のようにその堆積物が観察され、年代測定試料が得られている（IV章参照）。

IV. 中付近の根尾谷断層と低位段丘

1) 濃尾地震時の変位

根尾村樽見の北西2.1 kmに中集落がある。ここは旧中村の中心地（字：羽根畑）であり、この南側の畑地に濃尾地震の時にできた左横ずれ変位がよく残されている（林，1971；杉村，1973；口絵2：写真3）。この地変は地震直後から注目されたらしく、岐阜地方気象台所蔵の本巣郡中村地内震災移

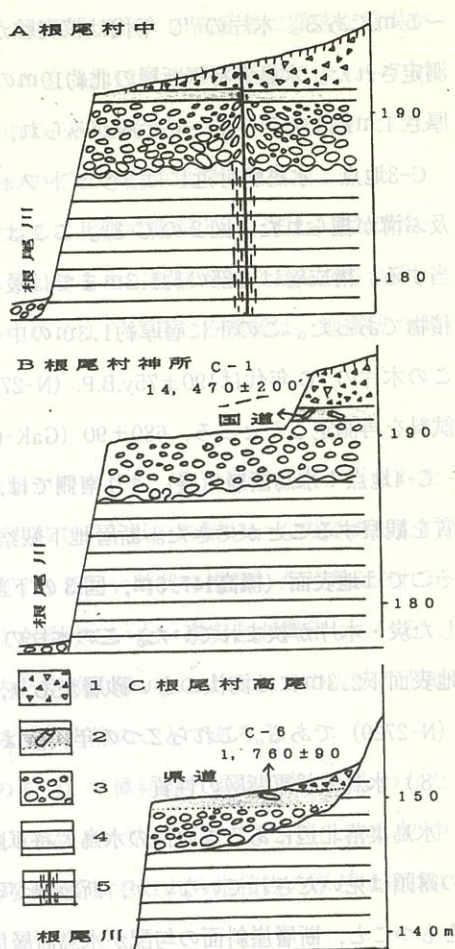


図7 根尾川に沿う低位河岸段丘の模式的な地形・地質断面
A：中付近，B：神所付近，C：高尾付近

1. 角礫層（支流型），2. シルト～粘土層と埋もれ木，3. 巨礫層（本流型），4. 基盤岩，5. 断層（破碎帯）

数字は年代測定値，その試料を採取した位置を示す。

動ノ図（原図：縮尺1/1,000）として、地震前後の地籍図の変化が記録されている（岡田，1987）。

林（1971）は、地震の2年前（明治22年）に作製された地籍図と、現在の状況を調べた実測図とを比較して、濃尾地震時の断層変位（とくに横ずれ）量を求めた。それによれば、最大9.2m、最小6.0mであり、平均7.4mの横ずれがここで求められるとした。こうして得られた横ずれ量は根尾谷断層に沿う変位量の中で最大であるだけでなく、濃尾地震断層系の中でも最大値を示している（松田，1974）ので、とくに注目される。

2) 神所川の屈曲

この横ずれ変位の南東側には、神所川が流れており、大字の中と神所との境界線となっている。神所川は低位の河岸段丘面を7～8m開析している。この神所川はちょうど根尾谷断層線の位置で左ずれ屈曲しており、その北岸側の斜面上端を指標とした屈曲量は簡易測量から約28mと求められた（図8）。屈曲は図8に示すようにかなり明瞭である。この屈曲量は低位段丘面の形成以降、その面を下刻する神所川流路の固定後に累積した横ずれ量を示唆している。

3) 中付近の低位段丘

中付近の低位段丘面構成層は、国道157号線拡幅（1987年11月頃）に伴う橋脚工事の時観察された（図7A）。厚さ1m以上の角礫層（径数cm以下）が表層を覆っており、その下にシルト層（一時的な湖沼性堆積物）、さらにその下に整合に径80cmにおよぶ本流型の巨礫層がある。充填物は小礫や砂であり、全体に礫は亜角礫質で、粗粒な巨礫～大礫が卓越している。礫層の基底面が見えないので層厚は不明であるが、少なくとも2～3mはあると思われる。この角礫層の年代は、後述の神所における¹⁴C年

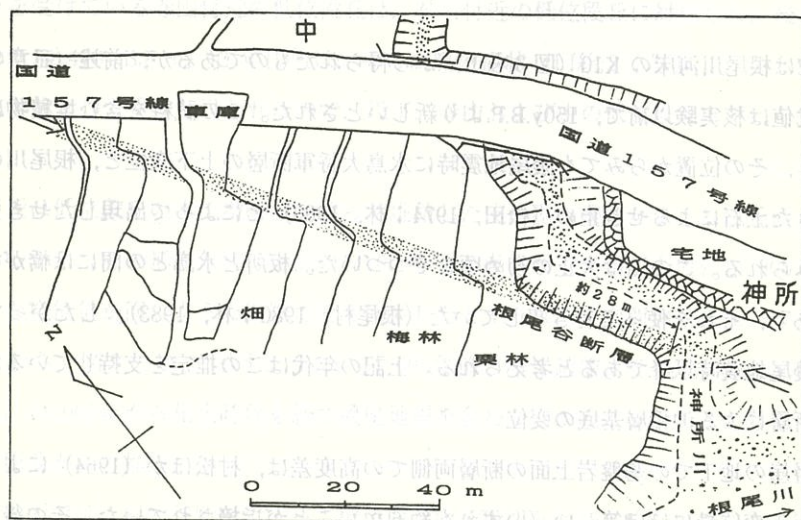


図8 根尾村中（小字羽根畑）における畑の境界の屈曲と河谷の横ずれ地形
網目帯は濃尾地震時の地変線、その延長上に神所川の河谷屈曲がある。

代測定値 (C-1の14,470y.B.P.) より少し若い程度とみなされるので、神所川の流路の固定は角礫層の堆積以後と考えられる。

中地区の南東隣、神所神社の北側でも国道の拡幅工事に伴う道路東側法面 (図2のC-1地点、表1の1) で、口絵2:写真4と図Bに示すような地質断面が観察された。ここでは、最上部に角礫 (小礫) を主体とし、シルトの薄層を挟む支流型堆積物が3.5~4 mある。その下には整合状に青灰~黄土色を呈し、厚さ40cm前後のシルト質粘土層が分布している。

この粘土層には埋もれ木が挟まれており、その ^{14}C 年代は $14,470 \pm 200$ (I-15173) であった。これは一時的な湖沼状態のもとで堆積したと考えられる。この付近の根尾西谷川の河谷は幅600m程度と相対的に広い。先述した中地区の橋脚工事でみられたシルト層もこれと同時代の堆積と思われるので、湖沼はかなり広範囲に及ぶものであったらしい。

V. 考察

1) 水鳥付近の沖積層の堆積年代

水鳥付近の沖積層の ^{14}C 年代値 (表1) をみると、同じ試料でも測定機関によって大きく異なっている場合 (表1の3) や、地層の層序と年代値とが逆転している場合 (表1の4aと4b) がある。前者の場合は、試料の年代が ^{14}C の半減期 (約5,600年) にくらべて若いために、大きな誤差を生じたためと思われる (通常の気体計数法ではとくに信頼性に乏しいといわれている)。後者の場合は、その2つの試料 (4aと4b) を含むC4地点の沖積層上部が上述のように濃尾地震以後に発生した洪水の堆積物であるので、その時新旧の試料が上下に擾乱されたか、古い木片 (4a) が混入した可能性がある。

表1のC-2は根尾川河床のK10 (図3右上) から得られたものであるが、前述 (Ⅲ章の7) のように、その年代値は核実験以前で、150y.B.P.より新しいとされた。この試料を含む堆積物は、粘土質の堆積物であり、その位置からみても濃尾地震時に水鳥大將軍断層の上下変位と、根尾川の東側斜面から崩落してきた土石によるせき止め (松田, 1974; 林, 1983) とによって出現したせき止め湖の堆積物であるとみられる。この湖は大正の初め頃までつづいた。板所と水鳥との間には橋ができるまで船の渡し場があり、それを使って行き来していた (根尾村, 1980; 林, 1983)。したがって、この堆積物の年代は濃尾地震時以降であると考えられる。上記の年代はこの推定を支持している。

2) 水鳥断層による沖積層基底の変位

水鳥の断層崖の地下での基盤岩上面の断層両側での高度差は、村松ほか (1964) によって濃尾地震時の地表の上下変位量にほぼ等しい (いずれも約6 m) ことが指摘されていた。その後のボーリング資料や掘削資料はそれを支持している (Ⅲ章の6)。このことは、基盤岩類の上位にある沖積層の堆積後、はじめて明治の地震変位が生じたことを示している。

水鳥断層をよこぎるボーリング資料によると（図6の下：F-H），樽見線の現路線沿いでは沖積層基底（基盤岩上面）の高度差は4～7mであった。また，旧予定線のB9付近に建設された根尾村の断層地下観察館でも，断層による沖積層基底の上下変位は約6mであった。

これに対して，樽見線の旧予定線沿いのボーリング資料の比較では，断層を挟む地点B9とK2の間で沖積層基底の高度に12～15mの差がある（図6の中図：F-G）。

これは沖積層基底の変位が地表のそれとほぼ等しい，という上記の推定に不調和な資料であるようにみえる。しかし，現路線沿いの地下断面（図6の下図）にみるように，この付近では沖積面の基底は著しく凹凸にとむので，B9-K2間（両者は約90m離れている）にみられた大きな基盤岩上面の高度差も，沖積層基底の堆積時における川底の凹凸で説明できる。

3) 根尾谷断層の活動間隔

a) 水鳥断層寺山の断層崖からの推定

水鳥断層は水鳥大將軍断層と同様，基盤岩中に幅広い破碎帯を伴っていることからみて，基盤岩（美濃帯の中・古生界）の形成以後に多数回の断層運動を繰り返してきたといえよう。第四紀後期の運動については今回その量的な資料が得られた。

水鳥の西光寺西側の寺山西斜面（断層崖）は，その西側の段丘面からの比高が約14mある（図5のA-A・B-B）。この値はこの低位段丘面が形成され，支流からの扇状地の被覆を受けて以降に生じた水鳥断層の上下変位量であると考えられる。この場所での濃尾地震時の上下変位量は今回の調査で約5mであったことがわかった。したがって，水鳥断層は低位段丘形成以後に濃尾地震時のような変位を3回受けているといえる。

上記の変位を受けている寺山付近の低位段丘は，神所付近の低位段丘に対比され，後者上部の地層中から得られた14,470y.B.P.の¹⁴C年代値は，その試料の産状（口絵2：写真4）から判断して，低位段丘の形成年代として妥当と思われるので，以下，寺山および中の低位段丘の年代を約14,000年として議論する。

寺山の断層崖は低位段丘の本流型礫層を覆って堆積した支流型の礫層がつくる段丘面が変位して生じたものであるから，その形成年代は上記の14,000年より多少新しいが，今仮に14,000年間に濃尾地震と同じような変位量が同じような間隔で計3回生じたとすれば，その間隔は4,700～7,000年と見積られる。すなわち，図9のAに示すように，14,000年前と濃尾地震，その間に1回の計3回か，Bに示すように，14,000年から相当時代を経て濃尾地震を含む3回が起こったことが考えられる。

b) 中の谷屈曲からの推定

根尾村中～神所では，根尾谷断層によって低位段丘面を横切る河谷に約28mの左ずれ屈曲がみられる。この段丘面も支流からの被覆を受けているので，28mの屈曲は14,000年より新しい年代の形成である。

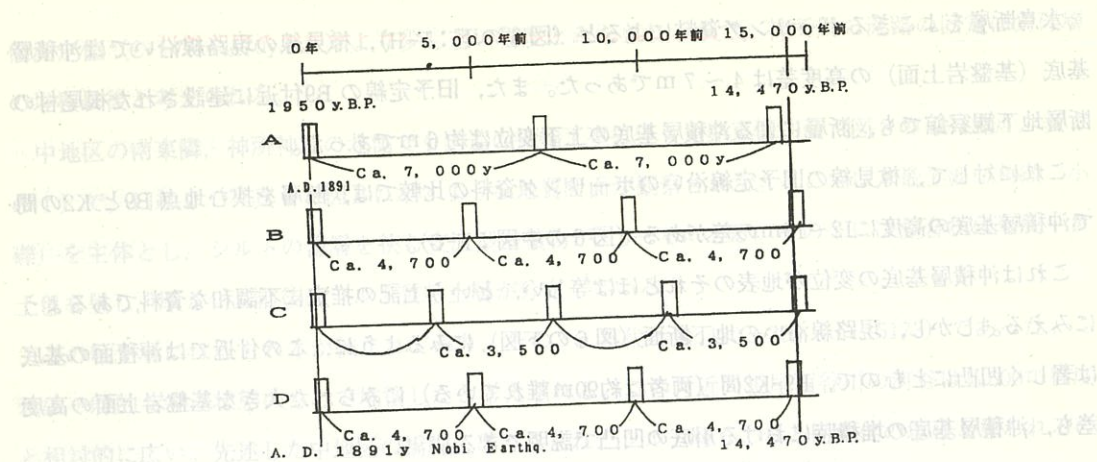


図9 根尾谷断層の活動間隔，4つの場合

A・Bは水鳥の寺山の試料から，C・Dは中地区の横ずれ谷から求められる活動間隔。

ここでは，1回の大地震で明治24年と同様に7～8mの左ずれを考える。その場合には，この地形面形成以後に4回程度の動きが発生したとみなされる。水鳥の場合と同じようにその活動間隔を求めると，図9のC・Dに示すようにそれは3,500年～4,700年となる。

c) 活動間隔

上述のように，根尾谷断層の平均活動間隔は水鳥で求めた値（4,700～7,000年）と中地区で求めた値（3,500～4,700年）で多少相違がある。しかし，基準に用いた地形面の年代の精度や累積変位量の精度を考えると，この相違は必ずしも有意なものであるとはいえない。本稿では濃尾地震の発生間隔として，主として中の横ずれによる資料を重視して，3,000年～4,000年を用いる。

d) 他地点の資料の比較

活動間隔の推定をより現実的にするには，同じ断層帯の中の他地点での資料を参照することが望ましい。

根尾谷断層帯では，本調査地域の南東方，約6kmの金原地区およびさらに南東方約10kmの高田地区において，断層のトレンチ調査が行なわれている。金原地区は根尾谷断層（狭義）の，高田地区は梅原断層（図1）の直上である。

金原地区では，過去約2万年間に少なくとも4回（平均5,000年以下，最新の2回の間隔は2,000年以下）の活動が解読された（宮腰ほか，1988）。

高田地区では濃尾地震以前には約2万年前と約2.8万年前に各1回，約3万年前より古い時代に3回，計6回のEventsが見いだされた（京都大学防災研究所，1983；岡田，1986；岡田ほか，1992）。

以上のことから，根尾谷断層（狭義）の方が梅原断層よりも頻繁に活動していると考えられる。実際に根尾谷断層は地形的にきわめて明瞭で，2kmに及ぶ左ずれ屈曲があり，破碎帯の幅も広い。これに対して，梅原断層は地形的に不明瞭で破碎帯の幅も狭い。

こうした活断層の性質とトレンチ調査結果から推量すると、明治24年地震時には根尾谷断層と梅原断層はともに変位したが、その他の時期にはこの2つの断層は多くの場合異なる時期・間隔をもって別々に活動していると思われる(岡田ほか, 1992)。

VI. 結 論

1) 水鳥の断層崖を構成している水鳥付近の沖積層は、1,000¹⁴C年以降に堆積したものである。付近の微起伏はこの地層の堆積面に対応している。地下資料によると、その沖積層の基底の上下変位量も地表の断層崖の比高(約6m)とほぼ同様である。したがって、明治24年の水鳥の断層の形成は少なくとも過去1,000年間においてはじめてのことであった。

2) 水鳥の三角台地の三辺をかぎる水鳥断層・水鳥大將軍断層・根尾谷断層(狭義)のそれぞれについて、基盤岩中に発達する幅広い断層破碎帯が観察された。水鳥断層の北西端部では、新期堆積物と基盤の破碎帯とが接する断層露頭が確認された。

3) 水鳥断層北西端(寺山の西斜面)には、低位段丘面を切る比高約14mの断層崖がある。その下部約5mが濃尾地震時に生じた崖である。したがって、寺山の西斜面では濃尾地震時のような上下変位が3回程度繰り返されたと考えられる。

4) 根尾村中地区では、低位段丘を下刻する根尾川の支流が濃尾地震時の変位線の延長上で約28m左屈曲している。同地区では濃尾地震時に左ずれ7~8mが生じたので、低位段丘形成以後濃尾地震時のような左ずれ変位を4回程度受けていることになる。

5) 中地区の低位段丘の年代は、付近で得られた木片の¹⁴C年代からおよそ14,000年と見積もられる。水鳥地区の低位段丘もその現河床との比高等からそれと同年代であると考えられる。

6) 上記の3)~5)から、根尾谷断層は平均変位速度が約2m/千年(A級の活断層)であり、濃尾地震と同規模の地震を繰り返し発生させる場合には、その地震の時間間隔は平均3,000~4,000年程度である。

謝 辞 本稿に使用した資料や写真は多くの研究者や調査・研究および行政機関による。岐阜大学名誉教授の村松郁栄先生や地元の故・野村倉一先生には、野外調査を共にしたり、現地で討議を受けた。¹⁴C年代は日本アイソトープ協会・学習院大学(木越邦彦先生)やテレダイン・ジャパンに測定を依頼した。ボーリング資料は鉄道建設公団に提供して戴いた。調査費の一部には科学研究費(62580201と01302063)を使用した。また、本稿の概要は日本地理学会1988年度春季学術大会(日本大学)および地震学会1991年度秋季大会(名古屋国際会議場)において発表した。

※本稿は「地学雑誌 Vol.101, No.1 (916), 1992」に掲載されたものを再編集したものである。

下は固結シルト層であると推定されました。その結果切土勾配は上位の10mまでを1.2割勾配の2段、それ以下を0.8割の1段の構造としました。しかし実際に掘削していくと、床付高さから約6mのところで非常にルーズな砂質土が発見され、本工事の想定地質の再検討を余儀なくされました。結果的

表-3 切土のノリ勾配

地山の土質および地質		切土高 (m)	勾配 (割)
硬 岩			0.3-0.8
軟 岩			0.5-1.2
砂			1.5-
砂 質 土	締まっているもの	0 - 5 5 - 10	0.8-1.0 1.0-1.2
	ゆるいもの	0 - 5 5 - 10	1.0-1.2 1.2-1.5
レキ質 土	締まっているもの、または粒度分布のよいもの	0 - 10 10 - 15	0.8-1.0 1.0-1.2
	締まっていないもの、または粒度分布の悪いもの	0 - 10 10 - 15	1.0-1.2 1.2-1.5
粘土、粘質土		0 - 10	0.8-1.2

にはこの砂層は層厚2.5m程度で固結シルト層にもどり、ノリ面の安定の上でも構造計算上問題はないと判断され工事は遂行されました。しかし何故このような状態を先に予想することが出来なかったのでしょうか、菟芸層群の層の構成の特色、すなわち半固結の粘土層、シルト層、砂層、レキ層が繰り返し累重することをよく知っていたならば、またボーリング調査をもう一本実施していたならばこのようなことは予想できたはずで

VIII. 最 後 に

土木建築においてジオロジストは何をしなければならないのかについて、実際の施工例を交えてお話ししてまいりましたが、これは裏を返せば、土木建築においてどのような立場にあるのかを理解することにもなります。土木建築においては主に、起業者、施工者、設計者によって成り立っています。そしてジオロジストはこの設計者に対して、対象となる地盤の正しい情報を提供することにあります。そして設計者に対して地質断面図を提供するだけではなく、これを提供された設計者に、報告される地質情報は、広域的な地質概要の中での限定された地域の一部の地質を推測したものであり、またその断面図がどういうことを意味しているのかを理解させることが重要なのです。またジオロジストは提供される地質的情報の解析にとどまらず、各自の経験と地質的直感に基づいた、また広域的な地質状況に基づいた報告書を作成していくことも必要ではないでしょうか。また土木建築の側でも、もう少しジオロジストを信用して、このような自由な地質報告を許していただけるようお願いしたい

と思います。

参考文献

- 1) 地質構造とその研究：大塚彌之助
- 2) 道路土工指針：
- 3) 津東部地域の地質：吉田史郎；地質研究所1987
- 4) 堆積学：庄司力偉
- 5) 地学辞典：編集，地学団体研究会地学辞典編集委員会1970
- 6) 伊勢湾南部臨海地帯の地盤：編集，建設省計画局，三重県



土木工事とジオロジスト

——津市の地質を読む——

津市建設事業部 部長 錦 金 則

下水道部排水課 技師 北 村 慎

I. はじめに

「土木」という言葉は、一般の生活の中でひろく使われている。では、我々が日々のなりわいとしている土木とはいったい何であろうか。私の記憶では土木とは古く中国の「築土構木」に由来するという話を聞いたことがある。これは土を固めその上に木を建てるという意味らしい。考えてみると数千年来われわれのやっていることは変わっていない。なぜなら一部において、海洋、宇宙においてわれわれの生産技術が発揮されているものの、われわれの生産活動の中心は未だこの地球上、大地である。変わったといえば「築土構鉄」とでも言おうか。こうした意味でもわれわれがここで改めて「築土構木」の意味を考えることは、われわれ土木技術者が原点に帰るという点でも意味のあることではないだろうか。ここでは特に「築土」に注目し、現場におけるジオロジスト（地質家？）の役割について、またさらに津市近郊の地盤を見るという点に注目してみたい。

II. 土木工事の設計におけるジオロジストの提供しうる情報について

今日われわれの現場というものは、深層または高層化する傾向にあるようです。すなわち地表から見えないものの中に構造物を構築する、重量構造物を地盤で支えることは、構造物を構築前にその土について十分な検討を必要とすることです。では実際に設計時にどのような情報を提供してくれるかについて考えてみると、

1. 特異な地質状況に対する構造物の施工方法に関する情報
 2. 地下物質の力学的、物理的な性質の定量化に伴う構造物の安定の検討に関する資料の提供
 3. 構造物施工に障害となる情報の予見
- 大きくこの3点にまとめることが出来るのではないのでしょうか。ただしこれは、一般的な地質調査ではなく、土木建築における地質調査に限定されるものです。

まず1点目についてですが、例として重量構造物の基礎の形態の検討に対して、非常に重要な情報となります。すなわち構造物を支えるために、基礎杭が必要なのが否か、また杭長はどれだけ必要なのかについて検討するための情報を与える。2点目について、これは土質の粒土、含水、間隙性等の土壤物理量によって表わされるものですが、これは類似する地質の共通性、相違点を表わし、土質を

分類する指標となります。しかしこの種の分類は、本来の地質的分類とは異なるもので、極めて限られた、狭義的な土質の比較にのみ意味を持つものです。例えば、低位段丘堆積物と河岸段丘堆積物は地質的には、明確に分類されるものであっても、土木建築においては、これらの示す物理量が似ていれば、同種の土質と分類され、また同じ河岸段丘堆積物であっても、サンプリング地点によって示す物理量が異なれば、異種の土質であると分類される訳です。また土を定量的にとらえるということは、土木建築の側から考えると、構造物の安全性、ことに力学的安全性を検討する上で非常に便利なものです。設計とは基本的に数値的な条件を満たすことですから、地質的な条件、情報を数値で提供されることは、設計の過程において取り込み安い、ということに他なりません。最後に3点目については、土木建築の上で（少なくとも地上地下の工事において）最も有効な情報である。例えば、山岳トンネルにおいてそのルート上の断層は湧水の可能性が高く、事前に対策を立てることが必要となります。またシールド工事においてレキ層、固結シルト層、砂質層では、工法、カッター形状の選択が必要となります。すなわち設計上の工事の見通しを立てるために、地質情報が有効な判断材料を提供してくれるわけです。

Ⅲ. 土木工事の現場におけるジオロジストの提供しうる情報について

これまでは設計時における地質情報の活用について考えてきましたが、実際の現場において、ジオロジストに何ができるのか、何を求められているのかについて考えてみたいと思います。そもそも現場にジオロジストが必要とされるという状況は、当初の設計条件と現場条件が異なるということで（設計条件が変わらなければかまわず工事を進めればよい）、しかも工事を進めるにあたり条件的に悪いという場合に他なりません。このようなとき現場が求めてくるのは、どうなるのか、どうすればよいのか、その結論です。例えばトンネル掘削中に予期しない湧水が発生した場合、このまま工事を進めても安全か、湧水は一時的なものなのか、このまま掘進して大湧水にならないか等の問題です。つまりジオロジストに求められるのは、このような大問題に対していかに明確な回答を示すことができるかということです。しかし限定されたいくつかの場合を除いて、多くの場合これらに明確な回答を示すことは困難で、各ジオロジストの経験と直感による可能性と予測の範囲にとどまります。その点では、現場においてジオロジストに迅速に回答を求めるというニーズにあったものではありません。また現場とジオロジストの考え方の違いもあります。すなわち現場サイドにおいては、現在の結果から進むべき結論重視するのに対して、ジオロジストは何故このような結果をまねいたのかその過程を重視する傾向にあります。これも現場に求められる結論をジオロジストが提供しがたい理由の一つであろうと考えられます。

IV. ジオロジストと土木技術者の土を見る目について

場合によって、なぜ設計段階の地質予測と現場の地質に大きな違い（？、地質的には大きいとは言えないかもしれない）が生じるのでしょうか。それは調査段階で十分な調査を実施していないということに他ならないのですが、少しばかり言い訳をさせていただくと、現実問題、工事の区間全線にわたり連続的な地質調査を実施することは、経済的および現実的にみても不可能であると考えられます。ことに経済性の面では、地質調査にはさほど金をかけたくない傾向にあるようで、ボーリングの本数などは、工事区間の直線上で200mピッチなどという基準で簡単に決定されてしまうようです。

しばしば、「見えもしないものをいかにも見てきたかのように地質断面図をでっちあげるものだ」とよく言われますが、では少しこの手品のからくりをご披露しますと、このように限定された情報源をもとに、いかにして地質予測を立てていくのかというと、次の3つの法則にのっとって地層断面を推計していくわけです。（但し、堆積層に限定して）

1. 水平性の法則

2. 平坦性（連続性）の法則

3. 累積性の法則

これらは通常、初期の堆積作用を示すもので、すなわち新しい堆積層は古い堆積層の上に横たわり、下から上への垂直的な地層、岩石の順序は同時に時間の順序を意味している。故に水平な平坦に堆積した堆積層は最上部が最も若いと言う事を示していることになる。したがってこれらの法則が乱されているところでは、基本的に堆積が行なわれた後に変形（侵食、変位等）されたと考えることができる訳です。基本的にジオロジストは限定された地質情報をもとに、以上のような法則に基づいて地質断面を推計して行くわけです。したがってこれらの法則が乱されているという情報が含まれていない限り、地質断面図には各層が水平な平坦な線が引かれることになる訳です。しかし経験豊かなジオロジストは情報が含まれていないからと言って、各層が連続的に平坦に分布しているとは考えていません。例えば地形的、年代的に古河川の河床が途中に存在し、レキ層が出てくるかもしれないと予想を立てることは十分に考えられます。しかし、このような予想は報告書の中には往々にして記述されません。これはあくまで予想であり、一種の地質的直感によるものだからです。しかし現実には、現場サイドで設計段階の地質予測が異なる場合、このことが大きな問題となります。

このようにジオロジストは一定の地域の地質を考察するとき、広域的に地層を構成する土の生成過程やその後の変形の傾向、また地形的、年代的な可能性をもとに、情報を分析し地質予測を行なうわけですが、土木技術者はこの広域的な地質傾向（変形、地形、年代層序）より、むしろ限定された地域の実際に得られた地質情報に捕らわれる傾向にあるようです。したがってジオロジストに提供される地質情報は直線的であり、その間隔も画一的な傾向にあります。本来、ジオロジストの欲する地質情報は、平面的であり、その間隔（位置）についても各ジオロジストの経験、地質的直感にもとづき、

先に述べた3つの法則を乱すであろうと予測される位置で行なわれることが望ましいのです。

V. 津市の地質の概要

津市は地形的には、伊勢湾に流下する中規模河川の運搬堆積作用によって形成された沖積平野、海岸線に沿って縄文海進、海退によって形成された沖積台地、西には布引山脈の東麓に広がる第三紀丘陵地および洪積台地からなり(図-1)、地質構成的には、表-1にまとめられる。

以下各層の地質概要について述べると、

表-1 地質・地盤区分

1) 富田浜、四日市港層(沖積層)

現旧河川の氾濫原であり、ほぼ連続的に発達している。厚さは各現況河川に沿った地域で5~10m、その他の地域では5m以下となることが一般的である。

本層の構成は、細~中粒砂である。下部にシルト~粘土を含むこともあり、まれに砂層と粘土シルト層の間に漸移層を分類することもある。

2) 伊勢神戸、平田層(洪積層)

富田浜、四日市港層の下位に位置し、新期洪積層に属する砂レキ層である。下部砂レキ層はレキの多い砂レキ層で、地質学的には砂分の優勢な上部層と、レキ分が優勢で砂層やシルト層を希に挟む、全体に細粒分に富む下部層とに分類される。上部層は海岸沿岸の地下全般に分布するが、内陸部では最低位段丘~低位段丘を形成するにとどまっている。

3) 奄芸層群(第三紀層)

本層は鮮新世~前期更新世に伊勢湾、濃尾平野周辺に存在した東海湖盆に堆積した湖成、河成堆積物である。この東海湖盆を埋積した一連の堆積物を総称し東海層群と呼ばれるが、伊勢湾西岸に分布するものは、奄芸層群と呼ばれている。その層相は、基本的に厚さ数m~数10mの半固結の粘土層、シルト層、砂層、レキ層が繰り返し累重するものであるが、層準的にも側方的にも層相変化に富んでいる。本層は、東海湖盆が前期更新世に消滅して以後、鈴鹿山脈東西縁を画する一志断層の運動が活発になり、鈴鹿山脈が著しい隆起運動の影響を受けている。津市周辺においては、一般にこの変化によって本層は北~北東傾斜の傾向にある。

見当山累層相当層:このような鈴鹿山脈の隆起に伴い、最初に堆積したのが見当山累層相当層と考えられ、伊勢湾西岸で、後奄芸層群、先高位段層の地層群として位置づけられ、主に奄芸層群からなる丘陵上に断片的に分布し、高位レキ層、最高位段丘堆積層を形成している。

図-1 津市周辺の地質

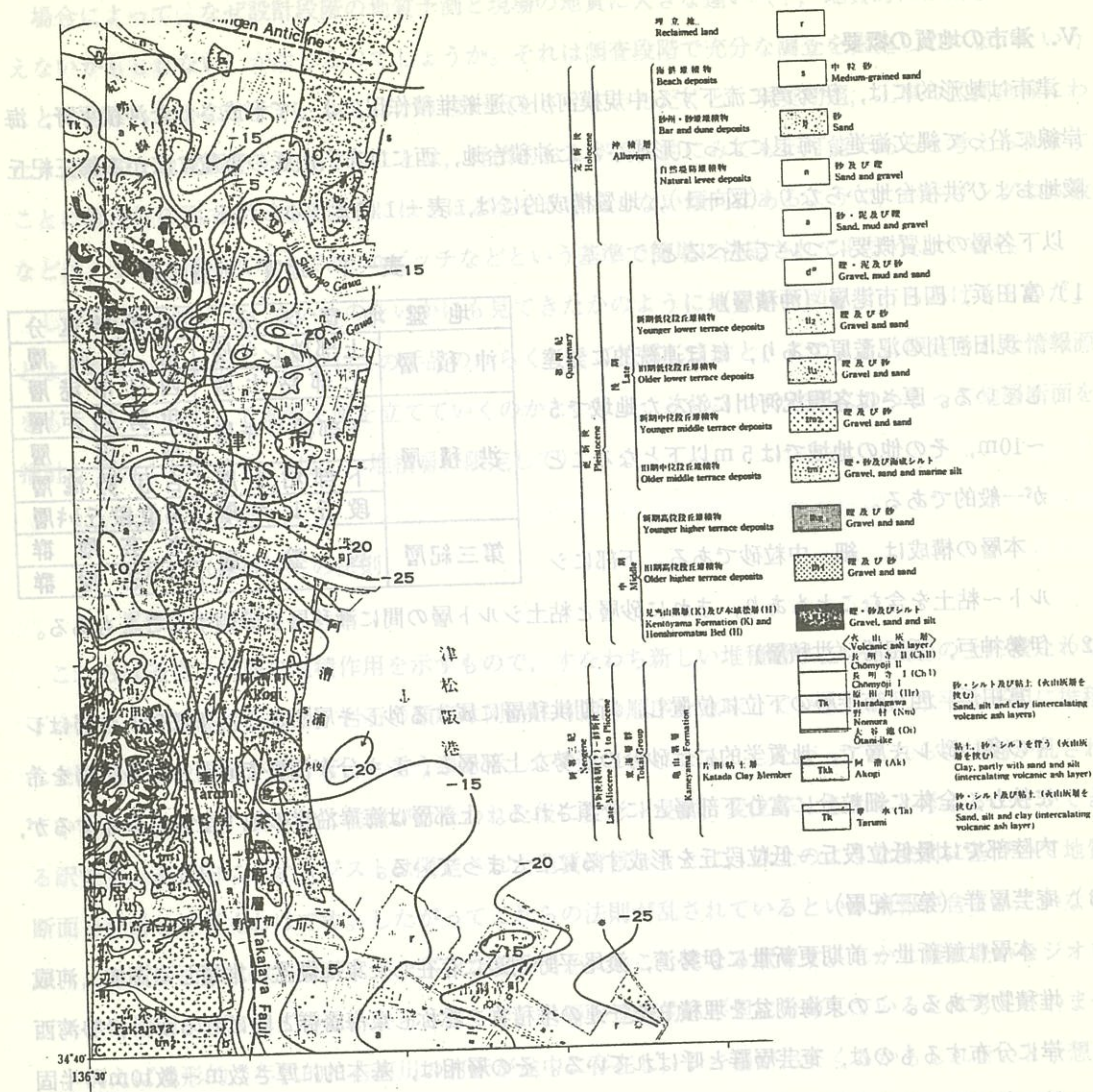


表-2 土質特性一覽表

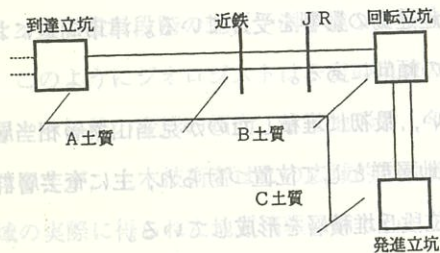


図-2 本工区（シールド工事）
の土質区分

計点位置	AL0 到達位置	接続形式	JR 対応	AL1 図表形式	AL2 到達形式
ローリング AL0	既設 AL0	既設 AL1	既設 AL2	既設 AL2	既設 AL2
切羽部設置断面 (1)~(2) 既設 (2.0D)					
対象工点名	組対 60 複設区間	組対 60 閉路ノット	閉路ノット	閉路ノット	閉路ノット
既設 区間 AL0	既設 60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL1	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL2	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL3	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL4	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL5	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL6	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL7	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL8	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL9	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL10	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL11	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL12	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL13	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL14	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL15	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL16	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL17	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL18	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL19	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL20	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL21	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL22	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL23	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL24	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL25	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL26	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL27	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL28	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL29	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL30	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL31	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL32	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL33	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL34	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL35	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL36	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL37	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL38	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL39	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL40	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL41	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL42	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL43	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL44	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL45	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL46	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL47	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL48	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL49	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL50	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL51	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL52	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL53	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
既設 区間 AL54	60.0	60.0	60.0	60.0	

VI. 設計にともなう地質情報について

ジオロジストが土木技術者に提供するものの中で、特徴的なものは地質断面図ではないでしょうか。これらの図面は、工事にともない事前に掘削、構築する地盤を地上から見てその下がどのようなになっているのかについての情報が集約されたものです。ジオロジストにとっては、物理量的なものは、地質断面図の各部を単に定量化したものにすぎない訳で、この成果自身を重視して理解していただきたいものです。またジオロジストがどのような地質断面図を提供できるかによって、設計において正しい施工方法を選択できるか、実際の施工において工事を円滑に施工できるか、の大きな要素となります。さらにどのような地質断面図を提供できるかは、土木建築の求めるジオロジストの評価にかかわる問題です。

VII. 土木建築的地質断面図とジオロジスト的地質断面図

ここでは、実際の工事の事例をもとに、この二つの断面図を比較し、工事にどのように反映されたかについてみましょう。

1) K工事における泥土加圧シールド工法

シールド工法は、地質的要因によってマシンの土質への適用性、日進量等に大きな影響を受ける。本工事では区間土質を図-2のように3種類に分類し、図-3のような報告書が提出されました。

土質の分類を見ると、(表-2 参照)

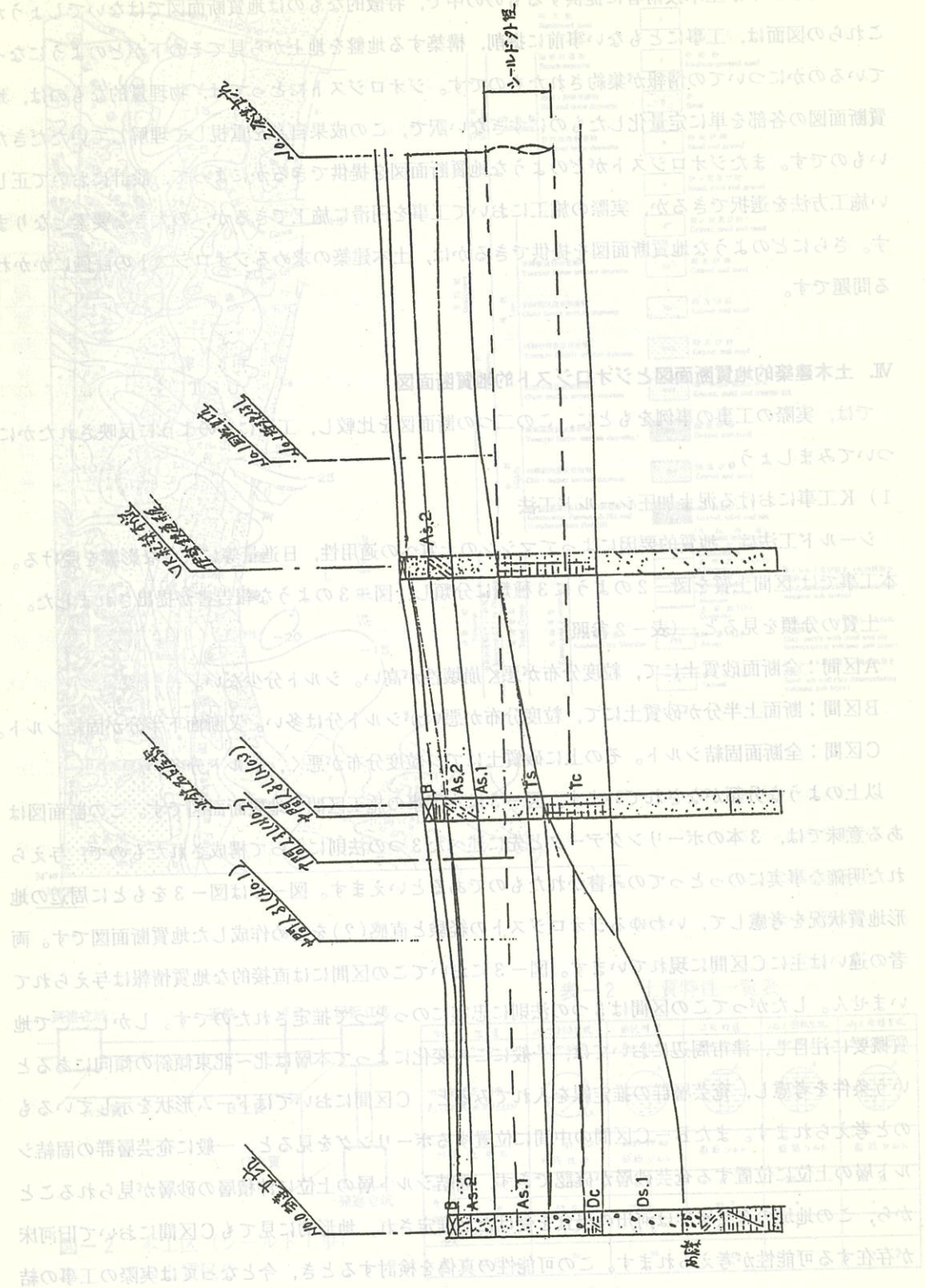
A区間：全断面砂質土にて、粒度分布が悪く崩壊性が高い。シルト分少ない。

B区間：断面上半分が砂質土にて、粒度分布が悪いがシルト分は多い。又断面下半分が固結シルト。

C区間：全断面固結シルト。その上に砂質土にて、粒度分布が悪く、シルト分多い。

以上のような分類がなされています。図-3は本工事の施工区間の地質断面図です。この断面図はある意味では、3本のボーリングデータと先に述べた3つの法則によって構成されたもので、与えられた明確な事実ののっとつてのみ書かれたものであるといえます。図-4は図-3をもとに周辺の地形地質状況を考慮して、いわゆるジオロジストの経験と直感(?)を含め作成した地質断面図です。両者の違いは主にC区間に現れています。図-3においてこの区間には直接的な地質情報は与えられていません。したがってこの区間は3つの法則に忠実にのっとつて推定されたのです。しかしここで地質概要に注目し、津市周辺においては、一般にこの変化によって本層は北～北東傾斜の傾向にあるという条件を考慮し、奄芸層群の推定線を入れてみると、C区間においてはドーム形状を示しているものと考えられます。またB-C区間の中間に位置するボーリングを見ると、一般に奄芸層群の固結シルト層の上位に位置する奄芸砂層が確認できず、固結シルト層の上位に沖積層の砂層が見られることから、この地域の奄芸層群は河川の侵食を受けたと推定され、地形的に見てもC区間において旧河床が存在する可能性が考えられます。この可能性の真偽を検討するとき、今となつては実際の工事の結

図-3 地質断面図



果を見るより他ありません。また工事により様々なデータが提供されますが、ここではシールドの日進量に注目したいと思います。今回のシールドでは平均日進量は4.8 (Ring/Day) (4.3m/Day) であり、地質的に見ても4.3mの間で地質が極端に変化していると考えられないことから、一日当りの日進量はその地点の地質状態を反映する、また今回対象としている地質においては、日進量はシールド掘削断面の第三紀固結シルトの割合に比例するものと考えられます。図-4の地層断面図と日進量の関係を見てみると、C区間において日進量が非常に上がる（よく進む）部分が存在したことがわかります（図-4A）。今回の地質においては日進量を低下させる要因として第一に考えられるものが掘削断面内の固結シルト層の存在ですから、日進量が増加したところにおいては、固結シルト層がきわめて硬度が低かった、あるいは固結シルト層が欠落していたことが推測されます。またC区間の作泥材の添加濃度に注目すると、この区間で高濃度の添加材の使用が認められます（図-4B）。これはシールド全面の切羽部分に掘削土からシルト分が供給されないために、外部からそれを補う為に高濃度の添加材が使用されたということで、一般に掘削断面に高い割合で固結シルトが存在するときは、むしろ添加材の濃度を低くして供給することから、この区間ではシルト質の土を掘削しなかった、すなわち固結シルト層は存在しなかったということが推測されます。これらのデータはC区間において、明らかにシールド断面内の固結シルトの分布の高さに変化が生じていたことを示し、図-4の地質断面図の結果を裏付けるものです。

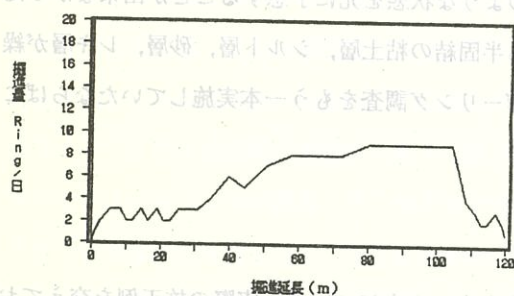


図-4A C区間シールド日進量



図-4B C区間添加材濃度

(2) M工事における切土ノリ面の勾配

切土ノリ面の勾配、切土高は、地質的要因に応じて決定されています。また、一般に砂質土では1～1.2割、軟岩では0.5～0.8割、硬岩では0.3～0.5割を標準としています。これはわが国では「道路土工指針」（表-3）にのっとって決定されています。

本工事は、調整池を造成するために地山を延長約50mにわたり、高さ15～20m切土し、その内側にコンクリート擁壁を構築するものです。地質調査の結果、切土全面が第三紀の奄芸層群であり、その構成は、切土高さ20m部では、上から10mまでは、比較的ルーズな砂質土とシルト層の互層、それ以

振動三軸試験機への教えと教わり

中部土質試験協同組合

技術第二部主任 伊藤 達也

平成4年3月に振動三軸試験機が納入されました。しかしこれまで我々が使用してきた試験機とは違い、この試験機だけは試験を行うまでに、多くの手間と時間がかかりその苦心の程をここに記してみました。

実は私自身、液状化という言葉や試験方法があるとは聞いていましたが、試験データを見ても何が書かれているのか、又、それがどんな意味を持つのかまったく理解できなかったものです。液状化の参考文献を見ても応力-歪カーブのような見慣れたデータではなく、ゆらゆらとしたカーブが3本書かれているのみで、難しさにとっつきにくさを感じたのが事実で、又、聞慣れない言葉（応力比、 DA 、 P_c/P_E など）がより私の頭を悩ませました。しかしはやいてみても機械は納入済み、まるで言葉の解らない外人と一緒に仕事をするような重苦しい気分で振動三軸試験機の調整に入りました。

通常のせん断試験は、下部（または上部）が毎分何mmか動いて供試体をせん断し破壊します。しかし、液状化試験では供試体の上部に0.3Hz（当組合）の正弦波の荷重振動を与え、砂を液状化させます。この波形を与えるアクチュエータと呼ばれる部分の制御に、この試験の成果がかかっていると云っても過言ではありません。そのため毎日日々標準砂を用いて同一の密度の供試体を作り、テストを行いました。CO₂で空気を置換後、脱気水、背圧で飽和させ圧密、約2時間かかってやっと一つの供試体が出来上がります。そしてアクチュエータ制御部の設定を少しづついじり液状化試験を行います。試験時間は早いものと20秒、長くて10分と供試体作成までの時間に比べたらまたたく間に終わります。そしてすぐ画面上で試験値をチェックし、次の試験での制御部の設定値を考えます。この繰返しを何ヶ月も行ないましたが、波形は綺麗に出ているものの、 P_c/P_E が1.1以下になりません。明るい兆が見えたり落胆したりの繰返しの状況で、関東土質試験協同組合に液状化試験の研修に参りました。そこで一つのヒントを持ち帰り早速試した結果、やっと満足のいく液状化のデータが得られるようになりました。

液状化試験自体はかなり前から行われています。以前はこの波形を正確に与えることが難しくかなり悪戦苦闘していたと聞き及んでいます。しかし、現在までの技術の蓄積により機械の性能が向上し、かなり楽に液状化試験が出来るようになりました。当組合も例外ではありません。納入前は最低でも1年間は調整にかかると云われていましたが、このような経過を踏まえた今日、納入後約4ヶ月で実

務レベルに到達しデータを提供するに至りました。

液状化試験機が導入される前に比べて今の私は、自分自身あらゆる面でかなり成長したとも思っています。それは、試験機を克服したことや液状化試験を修得したことによる自信、他の協同組合への研修によって培われた人間関係や、試験技術の向上など、思わぬ収穫が得られました。「成せば成る、成さねばならぬ何事も」この言葉を胸中に、なお一層、液状化試験のエキスパートを目指す所存であります。

図一 液状化試験機

図二 液状化試験機

液状化試験機が導入される前に比べて今の私は、自分自身あらゆる面でかなり成長したとも思っています。それは、試験機を克服したことや液状化試験を修得したことによる自信、他の協同組合への研修によって培われた人間関係や、試験技術の向上など、思わぬ収穫が得られました。「成せば成る、成さねばならぬ何事も」この言葉を胸中に、なお一層、液状化試験のエキスパートを目指す所存であります。

液状化試験機が導入される前に比べて今の私は、自分自身あらゆる面でかなり成長したとも思っています。それは、試験機を克服したことや液状化試験を修得したことによる自信、他の協同組合への研修によって培われた人間関係や、試験技術の向上など、思わぬ収穫が得られました。「成せば成る、成さねばならぬ何事も」この言葉を胸中に、なお一層、液状化試験のエキスパートを目指す所存であります。



「節理」についての考察

東邦地水株式会社

地質調査部調査一課 鈴木勝治

はじめに

私たち土木関係者にとって、岩盤の亀裂や節理は一般に災害の原因ととらえられます。ところが、土木関係外では岩盤の亀裂や節理は観光地の景勝地になったり、登山家にとっての名所や難所になったりします。

従って、両者は一見相反するものの様ですが、実は同じ岩盤の「割れ目」がつくる現象であり、個人的な興味から岩盤の「割れ目」特に節理についてまとめてみました。

割れ目の種類

岩盤の割れ目は亀裂と節理に分類されますが、簡単な区分けとして節理は分布に規則性があり、その面が比較的平滑なものであるのに対し、亀裂は分布が不規則で凸凹があるものとされています。

一般に岩盤の割れ目は節理であることが多く、その分類には図-1に示す様に、地震などによる地殻応力で生じる節理と岩種の性質によって生じる節理とに分類されています。

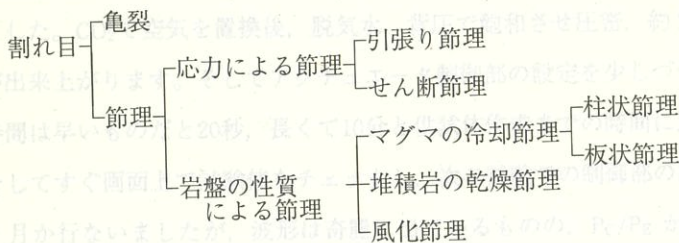


図-1 岩盤の割れ目の分類

節理の出来るメカニズム

岩盤の割れ目の多くは節理であることから、節理の出来るメカニズムについて考えてみます。

応力による節理は図-2の様に、上部から力が加わればその方向に伸びる節理と斜交する節理が出来ます。また、図-3の様に地層が褶曲する際にも3種類の節理が出来ます。

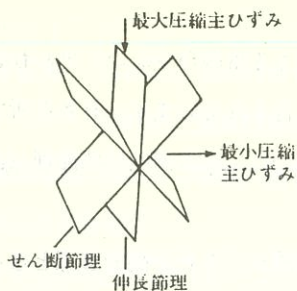


図-2 圧縮による節理

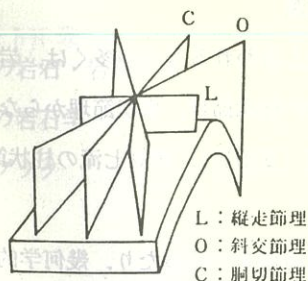


図-3 褶曲による節理

岩盤の性質による節理のうち、火成岩の柱状節理、板状節理はマグマの収縮によるもので、図-4の様なメカニズムにより六角形の節理が出来ます。一般に、柱状節理は冷却された面に直交し、板状節理は冷却面に平行に出来ています。

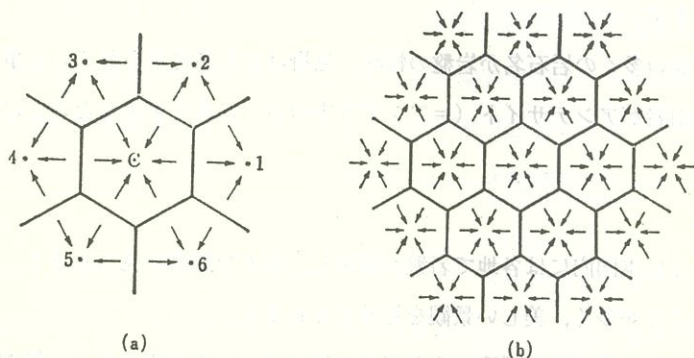


図-4 均一に分布した中心へ向けての収縮が起こったためにできた六角形の節理

節理の土木的評価

地表面に現れた節理は開口することが多く、規則的に並んだ柱状節理、板状節理では数十cmから数mのブロック化した岩塊が斜面前方に傾斜、屈曲して崩壊したり、花崗岩などは真砂化して節理に沿った大規模な落石、崩壊が発生する等の危険性があります。

また、堆積岩に見られるせん断節理では、流れ盤形態の時は、斜面のすべり崩壊の原因ともなります。

いずれも自然状態では安定しているものが、土木工事の施工に伴い数年～十数年のうちに風化作用に助長されてバランスを崩し、崩壊へと結び付くものと考えられます。

この様に、岩種に係わらず存在する岩盤内の節理は、土木的に重要な意味を持つ断層よりも規模は極めて小さいと言えますが、斜面の安定等に与える影響が大きく、その発生頻度も断層の 10^5 倍以上になることから、地質調査時、現場施工時共、節理の状況把握を怠ることは出来ません。

節理のつくった資源

観光地で景勝地と言われるものの多くは、岩盤が形づくる景観が少ないと思われます。そして、その多くに火成岩類の柱状節理、板状節理からなるものが含まれています。有名な所では、東尋坊の柱状節理、板状節理（安山岩）、伊豆七滝の柱状節理（玄武岩）、玄武洞の柱状節理（玄武岩）があります。

いずれも壮大な断崖をつくったり、幾何学的な模様が現れ、それが観光資源となっているのです。

また、硬い岩盤でも節理に沿って切り出す事は容易であり、節理の発達する岩盤地域は古来石切場、採石場として利用されていることは言うまでもありません。従って、採石場でも美しい柱状節理を見ることが出来ます。

さらに、節理が岩石名を付けている例もあります。玄武洞では柱状節理の断面がきれいな六角形（亀甲形）を示すことから、儒教で四神の一つに挙げられる玄武（亀の形をしている）の名が付けられたと説明されています。

このことは、他の多くの岩石名が岩盤の性状、見掛けから名付けられている事と比べて趣があり、同じ噴出岩の安山岩がアンデサイト（＝アンデス山の石）にあて字をしたのとは大違いです。

おわりに

火山列島である日本国内には各地で岩盤が露出し、様々な節理が見られます。それらは断崖であったり、滝であることが多く、美しい景観を見せてくれます。

また一方で、土木工事や岩石採取により岩体が切り崩される過程で多くの節理が現れていますが、こちらは危険な斜面や崖となり、土木関係者の頭を悩ます結果を招いています。

節理（＝岩の割れ目）についてあれこれと思いをめぐらし、今さらの様ですが自然を相手とする仕事の難しさを感じています。



東尋坊の板状節理（安山岩）

参考文献 水と社会の発展と環境(一) 水と社会の発展と環境

- 大久保雅弘, 藤田至則 (1984): 新版・地学ハンドブック

[illegible]

雨水流出抑制浸透型施設の日詰まりについて

玉野総合コンサルタント(株)

古澤 邦彦

1. はじめに

都市化の進展とともに発生している都市型水害の対策と下水道施設への負担軽減及び地下水環境保全を図るため、各都市では総合的な治水対策の一環として、雨水流出抑制施設を取り入れ、浸透型施設の設置が鋭意試行されつつある。また、一部ではこれら浸透型施設の設置後の抑制効果判定が行われているようである。

このような状況の中で、本報告は試行設置された浸透型施設の抑制効果を判定するため、3年間追跡調査を行った結果を基に、浸透型施設の日詰まりによる経年的な浸透能力低下及び清掃方法による能力回復度の違い等について報告するものである。

2. 浸透型施設の日詰まり要因

浸透型施設の概要は、以下のように拡水法と井戸法に大分類されており、本報告で言う浸透型施設は、浸透池を除く拡水法施設①～④を対象とする。

浸透型施設の日詰まりによる能力低下は、注入水の性質及び施設そのものが一時的な貯留構造でもあることから避けられない問題である。しかし、この日詰まりを防止し、能力低下を出来る限り少なくし、継続的な浸透能力を保持させる事が、浸透型施設の最大の課題でもある。

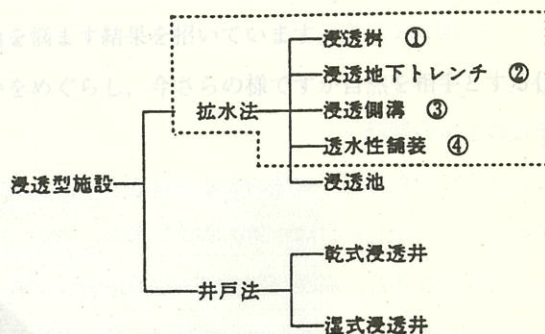


図-1 浸透型施設の分類

この浸透型施設の日詰まりは、種々の要因によって浸透面の空隙が減少して透水性が劣化することにより発生するものであるが、この要因として考えられるものには以下のものが挙げられる。¹⁾

- ①注入水中に含まれる懸濁物
- ②注入水中の空気泡
- ③帯水層内での微生物の発生

④帯水層水と注入水の化学反応による沈澱物の生成

⑤帯水層に水を注入する時に起こる土粒子配列の変化

この内、拡水法による浸透型施設では①が目詰まりの支配的要因と考えられる。

注入水中に含まれる懸濁物は、浸透型施設が有する流域の工種（屋根、道路、公園等）によって変化するものである。

流域の工種及び浸透型施設の構造によって、注入水中に含まれる懸濁物は以下のものが想定される。

表-1 工種と懸濁物

工 種	浸透型施設	注入水中に含まれる懸濁物
屋 根	浸透ます	塵芥
	浸透地下トレンチ	その他
道 路 歩 道	浸透ます	塵芥、タイヤカス、タイヤ付着物
	浸透性舗装	植栽帯の土砂、靴底付着物
	浸透型側溝	その他
公 園	浸透ます	塵芥
	浸透地下トレンチ	被覆土砂
	浸透型側溝	その他

これらの懸濁物の内、浸透能力低下に大きく関わるのは、流入水中に含まれる塵芥や細粒土砂等のSS（浮遊物質）である。

流入水中のSS量は、降雨強度や流入時期（降雨直後の流入水とある程度時間が経過した後の流入水）等によって変化するため、施設内の堆積量の推定を考慮して降雨初期のSS量を測定した結果を表-2に示した。

表中の測定SS量は、梅雨期（2回）と台風期（1回）の計3回の平均値である。

表-2 SS量と堆積量（底上部）

項目 地 点	測定SS量 (ppm)				推 定 堆 積 量 (kg)	実堆 積 量 (kg)	工 種
	1 回	2 回	3 回	平均			
A 地 区	13	—	—	13	2.1	1.9	公 園
B 地 区	17	43	—	30	7.2	2.7	駐 車 場
C 地 区	40	290	38	124	9.0	2.8	道 路
D 地 区	146	81	98	108	5.3	2.7	道 路
E 地 区	225	383	450	353	46.0	22.2	道 路
F 地 区	35	212	503	250	10.9	10.4	道 路

これによると、工種が駐車場、公園等では SS 量<50ppm と少ないが、道路では SS 量=100～350ppm と大きく異なっている。また、この SS 量と施設内実堆積量とは良い相関が認められ、堆積量は SS 量と流入量により推定が可能であると考えられる。よって、表中の推定堆積量は、下式より推定したものである。

$$\text{推定堆積量} = \text{SS 量} \times \text{流入水量} (\text{集水面積} \times \text{降雨量} \times \text{流出係数})$$

推定堆積量と実堆積量を見ると、推定土砂量が全体に多くなっているが、これは算定の濃度の高い初期 SS 量を用いているのと、実堆積量が砕石上面のみで砕石部内への堆積を考慮していない事からすればほぼ妥当な値と判定される。

堆積土砂の粒度組成を見ると、ほとんどが細粒分を 20～50% 混入する砂質土 (SF) で、透水係数は $10^{-6} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ オーダーとかなり低い透水性である。一部では、細粒分混じり砂又礫 (S-F), (G-F) 試料が堆積しているが、これは細粒分の多くが透水マットやボラコン蓋を通過し、砕石層内に流入沈積したことによるものと考えられる。このうち浸透能力を低下させるのは細粒分 (74μ 以下) で、この多少が大きく影響するものと考えられる。

3. 目詰まりによる浸透能力の低減

浸透施設の目詰まりは、流入水に含まれる微細な SS によって生じるものであるため、これを流入前に除去することは難しく、経時的にも避けられないものである。よって、この目詰まりによる能力低減を施設設計段階で、ある程度見積もることが、浸透施設の適正配置と雨水抑制効果を継続的に期待するためには重要なことである。

浸透型施設の目詰まりによる能力低減については、SS 量の堆積量によって浸透量の低下比を求める算定式が 2 式提案されている。

$$y = e^{-0.015x} \quad \dots\dots\dots \text{「住宅都市整備公団」}^2)$$

$$y = e^{-0.0075x} \quad \dots\dots\dots \text{「建設省土木研究所」}^3)$$

ここで、y : 浸透量変化比

x : SS 堆積量 (kg)

$$x = S0 \left(\frac{A \cdot f}{L} \right) R0 \cdot T$$

S0 : SS 濃度 (kg/m³)

A・f/L : 設置密度比

A : 集水面積 (m²)

	平均	1 回	2 回	3 回	4 回	5 回
A 地区	13	—	—	—	—	—
B 地区	30	—	43	17	—	—
C 地区	134	38	500	40	—	—
D 地区	108	38	81	146	—	—
E 地区	323	420	383	525	—	—
F 地区	520	503	513	35	—	—

流出係数

L: 浸透型施設の浸透面積 (m²)

R0: 年間総雨量 (m/年)

T: 耐用年数 (年)

これら2式と追跡調査で得られた堆積量と浸透量変化比をまとめたものを、図-2に示す。

図によると、浸透量変化比は堆積量の増加に伴い小さくなる相関性が認められるもの、提案式にあまり整合したものは得られなかった。

前項で示したようにSS量は降雨量や集水面積に比例するが塵芥の多少よりも設置場所や周辺地勢により大きく変化することから、流入土砂量を塵芥からのSS量のみで推定すると、実堆積量とはかなり異なる場合が想定され、流域の工種及び周辺状況等を考慮した提案式とすることが必要と考えられる。

また、図-3に示すように浸透量は堆積土砂が多くなるに従い低下するのではなく、堆積量が厚くなると堆積土砂の持つ透水性に支配されるようになると考えられる。即ち、堆積土砂が浸透面を一定厚さで被覆すると、その後はほぼ同じ土性の土砂の互層状となるため浸透能力は堆積土砂の透水性に支配され、浸透量変化比は経時的に収束する傾向が想定される。

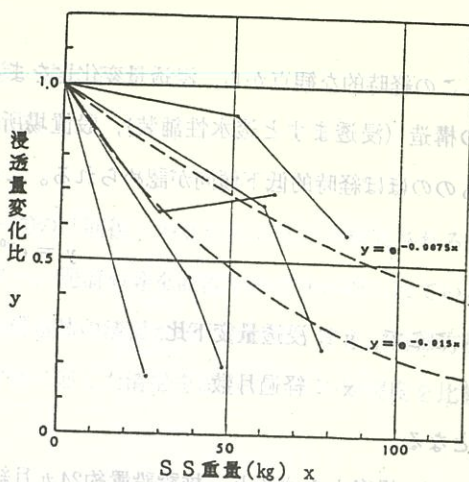


図-2 浸透量変化比とSS量の関係

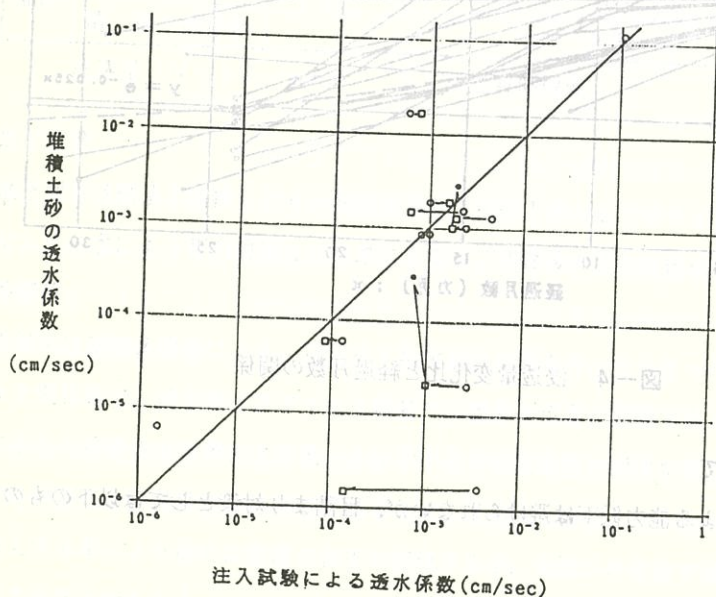


図-3 堆積土砂の透水係数と浸透地盤の透水係数の関係

この経時的な観点から、浸透量変化比をまとめると、図-4 になる。この図によると、施設の構造（浸透ますと透水性舗装）、設置場所及び周辺地勢にあまり関わらず、多少バラツキがあるもののほぼ経時的低下傾向が認められる。この浸透量変化比と時間との相関関係を求めると、式より

$$y = e^{-0.0125x \sim -0.05x} \doteq e^{-0.025x}$$

ここで、 y ：浸透量変下比

x ：経過月数

となる。

この提案からすると、施設設置約24ヵ月経過後には浸透能力は設置当初の約1/2程度の減少することになる。この低減率は、東京都の場合⁴⁾（3年間で、浸透ます及び透水性舗装が20%に、浸透トレンチが60%に低減する報告がある。）に比べやや小さな値となるが、この検証については今後のデータ蓄積により修正加筆が必要であろう。

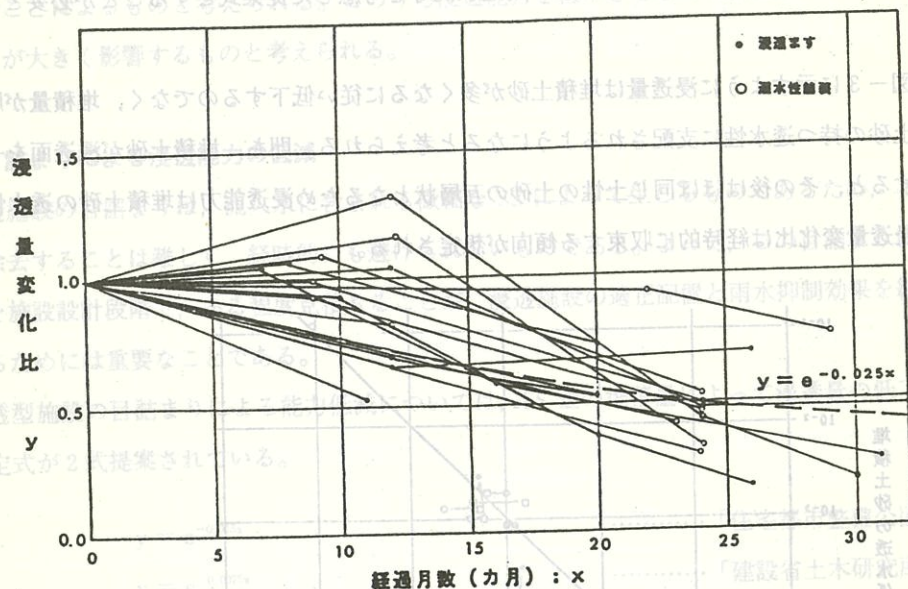


図-4 浸透量変化比と経過月数の関係

4. 維持管理方法について

浸透施設の目詰まりによる能力低下は避けられないが、目詰まり対策としては以下のものが考えられる。⁴⁾

- ①目詰まり原因となる物質を施設流入前に除去する。
- ②目詰まりの進行を抑制する施設構造とする。

③周辺土地利用等を考慮し、目詰まり物質の発生の多い場所を避ける。

④目詰まり物質を清掃除去して、浸透機能を回復させる。

⑤維持管理（清掃）方法の設定

このように目詰まり対策は、①～③の「予防」と④～⑤の「回復」の2つの方法から構成される。

予防については、流入口前にバケツ、カゴ、フィルター、泥溜め等を設置する方法が取られている。

回復については、目詰まり防止装置の清掃と浸透施設構造体の清掃が挙げられる。また、清掃方法及び部位も施設の構造によって異なる。以下に、各施設毎に応じた清掃を試みて、その回復度を比較した結果を示す。

・浸透ます

能力低下に大きく影響を与えているのは、ます底（碎石上面）と碎石層内の目詰まりで、この目詰まり部位を清掃することにより能力回復が認められた。
ます底土砂除去のみの底面清掃で、浸透能力は清掃前の約1～3倍に回復した。これに対し、碎石内清掃を行うと設置当初の浸透能力まで回復し、大きな効果が認められた。

表-3 清掃部位と回復度

ますタイプ			Aタイプ		Bタイプ		Cタイプ		Eタイプ	
項 目			I	y	I	y	I	y	I	y
清掃	底面土	清掃前	180	1.3	70	3.0	80～170	1.0	210～370	1.3
	砂除去	清掃後	240		210		160～360	3.0	280～790	2.1
部位	碎石内	清掃前	—		—		170	7.0	—	
	清 掃	清掃後					1190			

I：浸透量（リットル／min）

y：浸透量回復度

・浸透地下埋管

浸透地下埋管は構造上清掃しにくい施設であり、清掃方法としてはジェット水による方法が考えられる。ジェット水により管内清掃した結果によると、清掃後の能力回復は認められなかった。

・透水性舗装

透水性舗装は舗装体構造により、目詰まり発生部位が異なり、インターロッキングブロック舗装ではブロック間目地で、透水性アスファルト舗装では舗装体自身の間隙で生じる。これらの目詰まり発生部位に応じた清掃をする事により表-4に示すように浸透能力回復が認められた。

インターロッキング舗装の目地部の目詰まりは、目地砂上面の1～2cmの所で生じており、この砂を入れ替える事により能力は設置当初まで回復するが、実際この方法で維持管理しようとするれば、労力が大きすぎるであろう。

透水性アスファルト舗装では、ブラッシング+吸引式掃除機による清掃の方が効果的である結果が

表-4 清掃方法と回復度

舗装体		インターロック		透水性アスファルト舗装			
		キング舗装		粗粒アスコン		細粒アスコン	
		浸透量	回復度	浸透量	回復度	浸透量	回復度
ジェット水清掃	清掃前		—	0.0316	1.00	0.0057	1.42
	清掃後			0.315		0.0081	
吸引掃除機清掃	清掃前		—	0.0316	1.37	0.0057	1.47
	清掃後			0.0432		0.0084	
ヘラの目地清掃	清掃前	0.007	1.40		—		—
	清掃後	0.011					

*浸透量： $\text{m}^3/\text{hr}/\text{m}^2$

得られた。また、ジェット水清掃では効果が見られなかった粗粒アスコンでは間隙が大きいので、目詰まり物質がジェット水により浮き上がらず、押し込む形になったためかそれとも舗装体下位の浸透面で目詰まりが生じていたためと推定される。

以上の各施設毎の清掃法と回復度からすると、各浸透型施設にマッチした目詰まりに対する「予防」と「回復」の方法を行えば、ある程度の浸透能力の維持回復が期待できる。今後は、目詰まり物質の特性と維持管理コスト面の両者から、各施設毎の管理手法を設定標準化する事が必要であろう。

5. あ と が き

雨水抑制浸透型施設は、総合治水対策の観点から立てば、治水安全度の高い都市型水害のないよりよい街造りしていくためには、有効な一手法であると確信している。

しかし、浸透型施設は目詰まりによる能力低下が避けられず、これを如何に評価し、克服していくかが浸透型施設の存続を担う重要な課題であることは言うまでもない。

本報告では、この目詰まりによる能力低下を、簡便に経時変化としてとらえると、施設構造によるバラツキはあるものの設置後約24ヵ月で50%まで低下し、その後は漸減する傾向が認められるとしているが、この検証については他地区及び経年的なデータの蓄積が望まれる。また、各施設毎に種々の清掃法を試み、それに対する浸透能力の回復度を評価したことにより、維持管理手法の一方方向付けができたと考えられる。

今後は維持管理手法の確立とこれに対する浸透能力の回復度を考慮した設計浸透量の算定法を提案していくことが、浸透型施設の設置効果の向上と普及性、浸透能力の継続的保持等の観点から見て重要であろう。

参考文献

- 1) 涵養井の目詰まりについて, 土木研究所資料第1402, S. 53. 10: 建設省土木研究所
- 2) 降雨水の団地内処理システムに関する開発研究, S. 57. 9: 日本住宅協会, 住宅都市整備公団
- 3) 浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査法に関する報告書, 1983: 建設省土木研究所
- 4) 雨水流出抑制型下水道とは, 月刊下水道 Vol. 10. No. 6: 藤田昌一



鉄道の土路盤上スラブ軌道の黎明

東建地質調査株式会社

篠原正敏

随分古い話で恐縮と思うが、昭和45年から47年頃のことであったと思う。当時の国鉄本社施設局で所管していた主要な研究開発項目の中に、「スラブ軌道を前提とした切取り盛土の研究」と言う技術課題があった。

この研究の目的は、言うまでもなく鉄道の軌道構造を、すでに高架橋あるいは、道床コンクリートを施行したトンネル内で実施していたスラブ軌道を、将来盛土、切取り等の土路盤上でも施行し、所謂メンテナンス・フリーの軌道により保守費を節減し、国鉄の経営改善の一助とするために行うものであった。

当時の国鉄本社での試算の結果では、スラブ軌道化のために必要な工事費は、数年間の保守費の節減によって十分 Pay 出来るとの事であった。この研究を実施するに当たりの委員会の構成は、国鉄本社内では、施設局を主管局として、建設局、新幹線建設局、技術開発室、鉄道技術研究所土質研究室、構造物研究室、軌道研究室、軌道材料研究室、土木機械研究室、有機化学研究室、構造物設計事務所土構造等々、本社のほとんどの関連機関を網羅されたもので、当時の国鉄本社のこの研究にける意気込みは、私たちにも十分計り知れるものであった。

この研究を総括し、推進指導される主査には、当時土質研究室長をされていた、室町忠彦博士（現基礎地盤コンサルタンツ株式会社専務取締役）、サブリーダーとして、同研究室の、伊東孝之主任研究員（現岐阜工業高等専門学校教授）、岩崎高明主任研究員が当たって居られた。

私は当時、国鉄岐阜工務局に職を奉じ、特殊設計係を担当していたが、私自身は、本来トンネル施工機械が専門で、こと土構造に関しては全くの門外漢であった。

当時の岐阜工務局で施行していた線路増設工事としては、関西本線を始めとして中央東、同西線、北陸本線、信越本線、篠ノ井線等の在来線の複線化工事を推進した。

室町主査が、岐阜工務局が中央より至近な距離にあり、且つその所管担当区域に、研究に必要とする複雑な地質条件を満足し、実験線と在来線の併走する有利さを生かしながら、新幹線建設と同一条件でスラブ軌道を施行出来る利点に着目され、研究実施局の一つと選定されたのは当然の決着であった。また、在来線の研究開発費は、資金的には極めて微額で、必然、スラブ軌道の建設費は本費（工事費）に依存せざるを得なかったのも、理由の一つに上げられたのであろう。

しかしこの研究費の不足により、工事施行に伴う地盤調査、スラブ軌道施行基面の強度判定等の付帯作業が、全て岐阜工事局の直轄作業で施行することとなり、私たちは、鉄道技術研究所の研究専門職の方々から、直接指導を受けられる幸運にも恵まれることになったのである。

また私自身にとっても、土構造に関して全くの無知、無経験でありながら、僅かながらでもこの研究の実施に関与出来たのも、この時期に特殊設計を担当していたという偶然の重なった結果であり、重ねての希有の幸運であった。

結論として、室町主査より岐阜工事局に対して、在来線における研究項目として呈示された概要は、
①、洪積層と沖積層が連続する地質の上に施行した、路盤スラブ軌道の不均等沈下に関する研究。

②、多量の湧水のある洪積層の上に施行した路盤の排水工法と、路盤スラブ軌道の不均等沈下に関する研究。

③、極めて軟弱な連続する地盤上に施行した、路盤スラブ軌道の不均等沈下に関する研究。

④、高盛土上に施行した路盤スラブ軌道の不均等沈下に関する研究。
等の4項目であった。

何しろ20年以上以前の事であり、私の手元には当時の資料も無く、記憶にのみ頼っているもので、実際に指示された事項とは多少異なるかも知れないが、結果的には上記の4項目に集約されていた模様である。

研究実施場所の選定に当たっては、全て室町主査が立会いの上、前述の1項では、関西本線朝日・富田間、2項では、中央西線坂下・田立間、3項では、信越本線西上田・土田間、4項では、北陸本線近江塩津駅構内湖西線取付け箇所で開催する事に決定された。

スラブ軌道の施行長は、それぞれ数十米程度であったと記憶している。
サブリーダーの伊東主任研究員は、主として施行後の長期継続観測のための計器の開発、埋設機器の選定指導に、岩崎主任研究員は、地盤強度、施行路盤に用いる材料の選定、強度の判定の指導を担当して居られた。

スラブ軌道の補正し得る許容範囲は、高低差で十数センチにすぎず、極めて厳しい条件のもとで工事は施行された。

その中で、特に印象として残っているのは、信越本線の軟弱地盤の改良のため、地下十数米まで多数のコシコパイルを打込み、地盤を強化し、その上にスラブ軌道を施行したこと。また北陸本線近江塩津駅構内では、十米の直擁壁上に、約二十米の盛土を施行し、そのノリ面強化のため、土木機械研究室で開発された、ノリ面締固機（テニコン）を使用し、予めノリ面に植生用の種子と肥料とを混合にしたものを撒いておき、それをテニコンにより叩き込むように締め固め、強度のあるノリ面を施行したことであった。その仕上り面は著しい凹凸が有り、荒々しい感じであったが、構造物としての強

度は十分その目的を達しており、植生の終わった時期には全くその原形に気付かない状態となっていた。この塩津駅構内で施行されたスラブ軌道は、全国的な施行例と比較して見ても最も変位量が小さく、現在では、全国でも最優良の土路盤上スラブ軌道のモデルとなっているとのことである。

また、有機科学研究室で開発が進められていた、ハイセルオーハー（商品名）液を、噴霧器によりノリ面上に散布し、ノリ面上にビニル状の被膜を作り、早期における降雨により種子の落下を一時的防止する方法も実験された。

関西線朝日・富田間では、施行を完了したスラブ軌道を使用して、騒音測定を実施した。実験は、旧来のバラスト軌道と、それに併設された新設のスラブ軌道の発生する騒音を測定し比較する極めて単純な実験であったが、実はこの実験は、国鉄で実施された「バラスト軌道とスラブ軌道の発生する騒音の比較試験」としては、最初の測定であった。

実験は、スラブ軌道を施行した下り線側に1測線のみとしたが、現地は、軌道より遠くに従い緩やかに上昇する洪積台地であり、測定には極めて良好な地形であった。

測点は、それぞれの軌道中心より7.5m、15m、30mの3測点とした。

当時の私の手持ちの装備は、騒音計2台、レベルレコーダー1台、テープレコーダー1台がすべてで、3測定同時測定が不可能なため、列車ダイヤをにらみながら、測点を移動して測定をするという今では考えられない苦勞が伴ったのである。

測定の結果は、列車の機種に関係なく、スラブ軌道では、転動音の騒音レベルが、約10ホーン高くなることが判明した。測定時に、30mの測点にあった数軒の民家で口答によるアンケート調査を行ったところ、居住者の方々は、騒音レベルの上昇には殆ど気付いていない模様であった。しかしこのスラブ軌道の宿命とも言える10ホーンの上昇のため、国鉄ではその後、新幹線高架橋スラブ軌道において、大変な苦勞のもとにその軽減対策に取り組むことになるのである。

施行の完了したスラブ軌道は、直ちにそれぞれ所管の鉄道管理局へ移管され、約十年間追跡観測をされていたとのことであったが、変状は、いずれもその時点では基準値以内にあり、現在でも活線として使用中であり、切り取り盛土上のスラブ軌道の施行の可能性は十分証明された。

「スラブ軌道を前提とした切り取り盛土の研究」は、施設局では、現位置での施行に関しては目的が完了したものとして、昭和50年頃で終了したとのことであった。

しかしながら、定かなことではないが、施設局がこの技術課題を終結せしめた裏には、軌道のメンテナンス・フリーにより、僻地の保守要員の現金収入の道が閉ざされるための、国鉄側の配慮もあったとも伺っている。

台ところが最近になって、JR 東海が、東海道新幹線の切り取り盛土の全区間を、数兆円の工事費をかけて実施するとの新聞で報道され、また鉄道建設公団では、現在施行中の北陸新幹線の路盤をスラブ軌道とするために、「北陸新幹線土路盤上スラブ軌道構造に関する研究委員会」を発足させ、その委

現在活躍して居られるとのことである。

宝琳の焼酎本造りと蔵の土蔵の土蔵 . 2

盛土による帯水層の間隙比の変化について

東邦地水株式会社

地質調査部調査一課 谷口一平

1. はじめに

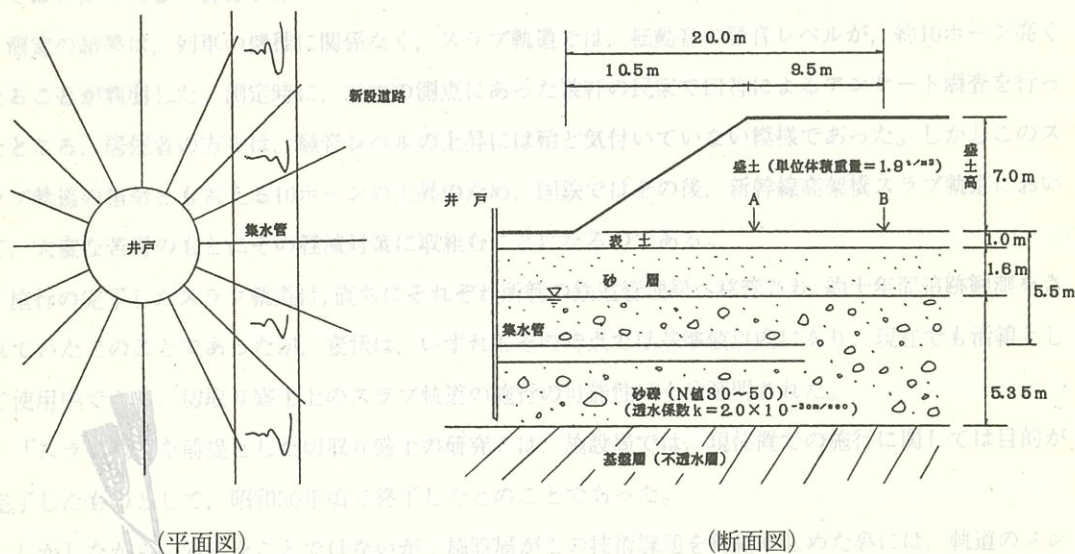
井戸に近接して道路建設、あるいは造成工事に伴う盛土をする事がある。

このような場合、帯水層の沈下により、取水能力の低下が懸念される。

すなわち、帯水層が沈下する事により間隙比が小さくなり、透水係数も小さくなると考えられる。

特に図-1に示す様な集水管をタコ足状に持つ井戸（満州井戸）の場合、その影響は強いと予想される。

そこで、各土質の特性値を図-1に示す様に仮定し、その場合の間隙比の減少と透水係数の低下の程度について考えてみる。



(平面図)

(断面図)

図-1

2. 盛土後の間隙比の減少と透水係数の推定

透水係数と間隙比の關係に着目し次の順で透水係数の低下について算定を行う。

①盛土による鉛直増加応力

②帯水層の沈下量

③帯水層の間隙比及び間隙率

④帯水層の圧密による間隙比の変化

⑤盛土後の透水係数

B点で $n =$

①盛土による鉛直増加応力

帯水層に加わる増加応力 $\Delta\sigma_z$ を次の様に求める。

図-2より $I =$

$$\Delta\sigma_z = I \cdot q$$

$$q = 1.9 \times 7.0 = 1.33 (\text{ton/m}^2)$$

$$Z = 5.35 \text{m}$$

A点直下

$$a = 10.5$$

$$a/Z = 10.5/5.35 \div 1.96$$

$$b/Z = 0/5.35 = 0$$

図-2より

$$I = 0.35$$

$$\Delta\sigma_z(A) = 0.35 \times 13.3$$

$$\div 4.66 (\text{ton/m}^2) \rightarrow 0.466 (\text{kg/cm}^2)$$

B点直下 (盛土端より20m)

$$a/Z = 10.5/5.35 \div 1.96$$

$$b/Z = 9.5/5.35 \div 1.78$$

図-2より

$$I = 0.49$$

$$\Delta\sigma_z(B) = 0.49 \times 13.3 \div 6.52 (\text{ton/m}^2) \rightarrow 0.652 (\text{kg/cm}^2)$$

②帯水層の沈下量

帯水層 (砂礫層) の沈下量 S を次式より求める。

$$S = 0.4S_N \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_1} dZ$$

P_1 : 有効上載圧 (kg/cm^2)

ΔP : 載荷後の応力 (kg/cm^2)

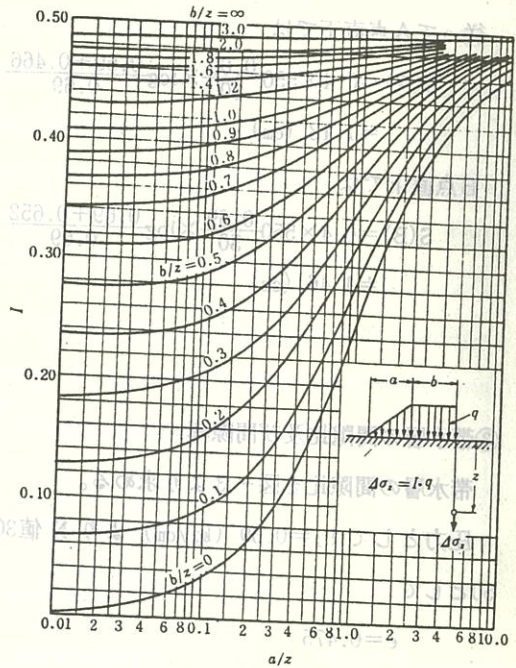


図-2 堤状荷重による地中鉛直応力の影響値 (Osterberg) (参考文献-1)

N : N値

$$P_1 = 1.7 \times 1.0 + 1.7 \times 1.6 + 0.9 \times 2.75 \div 6.90 (\text{ton/m}^2) \rightarrow 0.69 (\text{kg/cm}^2)$$

但し、地下水位 GL-2.6m (帯水層上部) として

H_s : 帯水層厚

$$H_s = 5.5\text{m} \rightarrow 550\text{cm}$$

$$N = 30$$

$$\Delta P = \Delta \sigma_z$$

従ってA点直下では

$$S(A) = 0.4 \times 550 \frac{0.69}{30} \times \log \frac{0.69 + 0.466}{0.69} \div 1.13 (\text{cm})$$

B点直下では

$$S(B) = 0.4 \times 550 \frac{0.69}{30} \times \log \frac{0.69 + 0.652}{0.69} \div 1.46 (\text{cm})$$

③ 帯水層の間隙比及び間隙率

帯水層の間隙比を図-3より求める。

圧力として $P_1 = 0.69 (\text{kg/cm}^2)$ より N 値 30 ~ 50 として

$$e = 0.475$$

$$n = \frac{e}{1+e} \times 100$$

n : 間隙率

$$n = \frac{0.475}{1+0.475} \times 100 = 32.2\%$$

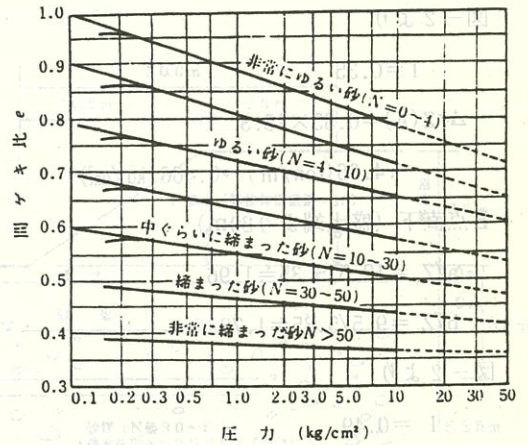


図-3 砂の圧力～間ゲキ比曲線

(B. K. Hough) (参考文献-1)

④ 帯水層の圧密による間隙比の変化

帯水層 5.5m で間隙率が 32.2% であることから、盛土高さ 5.5m のうち

$$5.5 \times 0.322 = 1.771 (\text{m}) \text{ の高さだけが間隙である。}$$

この内圧密により

A点で 1.13cm

B点で 1.46cm 沈下するので間隙の高さは、

$$A点 \quad 1.771 - 0.0113 = 1.7597 (\text{m})$$

従って、圧密後の間隙率 n は、

同様に間隙比 e は、

$$= \frac{31.995}{100 - 31.995} = 0.4705$$

B点で $e = \frac{31.935}{100 - 31.935} = 0.4692$

従って、間隙比 e は、次の様になる

盛土前の間隙比 $e = 0.475$

盛土後の間隙比 A点 $e = 0.4705$

B点 $e = 0.4692$ に変化する。

⑤盛土後の透土係数

透水係数は、 $\frac{e^3}{1+e}$ …… ⑤におおむね比例する。

以上より

C = 係数とすれば

$K = 2.00 \times 10^{-3} \text{ m/sic}$ より盛土前では

$$2.00 \times 10^{-3} = C \frac{0.475^3}{1 + 0.475}$$

$$C \div 0.02753$$

盛土後の透水係数は

A点で

$$K = 0.02753 \times \frac{0.4705^3}{1 + 0.4705}$$

$$\div 1.95 \times 10^{-3}$$

B点で

$$K = 0.02753 \times \frac{0.4692^3}{1 + 0.4692}$$

$$N \approx 1.94 \times 10^{-3}$$

以上の如く帯水層の間隙化の減少を透水係数の減少と考えた場合、透水係数は、2.5～3%の減少となる。

H: 帯水層厚

3. 結 び

図-1 に示す様なケースの場合、盛土により間隙率で0.6～0.8%、透水係数で2.5～3%の低下となり、取水能力にもほとんど影響がない結果となった。

但し、当該ケースの場合は、帯水層が締った砂質土の場合であり、沈下量が少なく、間隙比の変化が少ない事がその大きな要因である。

そこで、帯水層がゆるい締まりの場合の間隙率も考えてみる。

図-3 を式にすると、おおよそ

$$e = (0.97 - 0.31 \log N) - (0.115 - 0.053 \log N) \log P$$

となる。これより、圧力 (P)=0.5, 1.0, 1.5及び2.0に対する間隙比及び間隙率を求めると

N 値	P=0.5		P=1.0		P=1.5		P=2.0	
	間隙比 e	間隙率 n	間隙比 e	間隙率 n	間隙比 e	間隙率 n	間隙比 e	間隙率 n
非常にゆるい砂 N=0～4	0.907	47.6%	0.877	46.7%	0.860	46.2%	0.847	45.9%
ゆるい砂 N=4～10	0.729	42.2%	0.708	41.5%	0.696	41.0%	0.690	40.8%
中くらい締った砂 N=10～30	0.581	36.7%	0.567	36.2%	0.559	35.9%	0.553	35.6%
締った砂 N=30～50	0.482	32.5%	0.473	32.1%	0.468	31.9%	0.464	31.7%

⑤に上記間隙比 e を代入して透水係数を求める

n: 間隙率	イ	ロ	ハ	ニ	ニ/イ
	P=0.5	P=1.0	P=1.5	P=2.0	
非常にゆるい砂 N=0～4	1.08×10^{-2}	9.89×10^{-3}	9.41×10^{-3}	9.06×10^{-3}	83.9%
ゆるい砂 N=4～10	6.17×10^{-3}	5.72×10^{-3}	5.47×10^{-3}	5.35×10^{-3}	86.7%
中くらい締った砂 N=10～30	3.42×10^{-3}	3.20×10^{-3}	3.08×10^{-3}	3.00×10^{-3}	87.7%
締った砂 N=30～50	2.08×10^{-3}	1.98×10^{-3}	1.92×10^{-3}	1.88×10^{-3}	90.4%

以上のように、N 値の小さいゆるい砂質土ほど圧力に対する影響が大きく、これは間隙率の減少率よりも顕著に表われる。

参考文献

- 1) 土と基礎の設計計算演習(土質工学会)
- 2) 土と基礎・実用数式・図表の解析…土質基礎工学ライブラリー7(土質工学会)

道 草 鉱 物 採 集 記

青葉工業株式会社

調査課 唐 崎 壽

猛烈な今年の残暑もようやく過ぎ去り、一日の仕事を終えて帰る車の窓から見る夕刻の田園風景はすでに秋の気配で一杯である。毎年決まったように盛夏の頃にピークを迎えて四苦八苦する報告書作成作業は、秋の訪れとともにその仕事量が徐々に減少していく。ジリジリ照りつける夏の太陽の下で汗びっしょりになって現場作業をこなし、省エネも何のそのエアコンをガンガンきかした事務所で無い知恵を絞りながらワープロを打った者にとって、この秋は心身ともに一息つくことのできる時期である。

考えてみると、ワープロで原稿を作るようになってから作業量が増えてきた。たしかに原稿作成のスピードアップが図れて、何よりも判読困難な手書き原稿で打ち合わせする恥ずかしさから解消されたことが私にとって最大のメリットと言えるが、小人数の事務所であるがゆえに報告書完成までの大部分を自分一人で仕上げなければならない状態に、自らを落とし入れてしまったことを後悔している。さらに悪いことに、スピードアップと裏腹に内容の吟味がおろそかになり、もはやマンネリ化した報告書製造マシンとでも言うべき姿になった私自身を、この辺で改善してゆく必要があると思っ

ているのだが。甚だ次元の低い実情をさらけ出してしまい恐縮であるが、そろそろ本題に入ることとする。私には、小学生の頃から延々と続けている趣味に鉱物採集というものがある。同好の中には「狂」の字を冠するような達人もいるが、私の場合には時々思い出したように熱中して妻子を顧みずに没頭するが、ある程度持続するとそれが急速に冷めていくといったような中途半端なものである。

ボーリング調査という仕事に携わっていると、当然ながらあっちの山、こっちの谷へと踏み入る機会が多くある。実はこの業界に就職した動機のひとつに、「現場に行けば何か面白い鉱物に出くわすかもしれない」という非常に不純な動機があった。ところがいざ現場へ出かけてみると、調査の対象は第三紀層岩屑混りの崩積土砂であったり、あるいはシルト・粘土の沖積軟弱層であることがほとんどで、その上現場作業とデータ整理に追い立てられて、何か面白い鉱物など捜し出す余裕すらなく、失意の底に沈んでいた日々であった。

年月の経つのは早く、現場で黙々と作業していた駆け出しの技術者もいつの間にか中年の域に達するようになった。この年になると余裕も出てくるようになり、それ以上に要領が長けてくる。もしも

予てから意中にあった鉱物産地に近い現場の担当を命じられたものなら、例えば八時間かかる現場作業を六時間で終了させる必死の努力を傾け、あとの二時間は地質踏査と称して鉱物産地へと足を延ばし、採集に専念することがしばしばある。言い訳をするのではないが、これはあくまでも周辺地域の地質の見識を深めるための学習の一部であって、決して遊びの部類に属するようなものではないと自分勝手に考えている。

そんなわけで、ここでは現場出張の際に寄り道したこの地方の幾つかの鉱物産地と、そこで採集した二、三の鉱物について簡単に述べてみる。なおこれらの鉱山は全て廃坑となって久しいものである。

① 愛知県北設楽郡設楽町 田口鉱山

田口鉱山は設楽町から津具村に至る県道の途中から西側の山林に入った所にある。多種のマンガン鉱物を産する鉱山として著名であり、領家帯の石英片岩中に胚胎される層状鉱床である。ここではズリ（有用な鉱石を取り除いた捨て石）の中から鮮やかなピンクのバラ輝石やパイロクスマンガン石の大塊、およびそれらに伴って黄褐色ガラス光沢の劈開面を示す吉村石の小品を採集できた。中でも吉村石は希産の鉱物で、産地所在を教えてもらってからほぼ二十年を経過してようやく手にした感激は忘れられない。

② 愛知県新城市富岡 中宇利鉱山

中宇利鉱山は新城市の南部、静岡県境に近い山中に位置する。鉱床は蛇紋岩に胚胎されるニッケル・鉄鉱床である。斜面の途中に坑口が二箇所見られ、この前に残っているズリを掻き分けて、磁鉄鉱中に小脈状をなす銀色のデュルレ鉱とこれと密接に共生する真鍮色のコバルトペントランド鉱微粒、および蛇紋岩の表面に付着する天青色皮殻状の中宇利石（本地が原産）等を見いだした。この時はあいにくハンマーを持参するのを忘れてしまい、玉石をハンマー替わりにして叩いたものである。それ以来ハンマーはライトバンの中に常備するように心掛けている。

③ 岐阜県恵那郡福岡町 福岡鉱山

福岡鉱山は国道275号線を加子母方面に向かって段丘の直ぐ右上方斜面に位置し、苗木花崗岩を貫く石英脈に含まれるタングステン鉱を目的に採掘されていた。ここでの目当てはアクアマリンと言えるほどの淡緑色透明の緑柱石である。二十数年前初めて訪れた時には、斜面にうず高く積まれた多量のズリの中から長さ1～2 cmほどのマリンプルーの緑柱石を5個捜し出したものであるが、長い間には多くの採集者が訪れてもう既にアクアマリンは絶産となっていた。わずかに見栄えの悪い酸化鉄で汚れた針状の半透明緑柱石を持ち帰ることができたことで満足するしかなかった。時の移り変わりを痛感した産地である。

④ 三重県多気郡勢和村 丹生鉱山

丹生鉱山は伊勢自動車道勢和ICのすぐ北にある水銀鉱山で、周辺一帯は古来より朱の原料としての辰砂あるいは自然水銀を採っていた鉱産地として歴史的にも有名である。鉱床は中央構造線に沿っ

初めて訪れたのは平成3年の夏で、坑口近くには探鉱ボーリングのコアが多数散在していたが不思議なくらい辰砂鉱石の一かけらも見当たらなかった。それではと残されたコアを割れども割れども目当ての鉱物は全く現れず、ただ蚊に刺されるのみであった。仕方なく、鉱床の延長が露出していると聞いた櫛田川まで来ると、なんと河床に並んだ露岩突起の中に朱紅色の鶏冠石があたかもルビーをちりばめたように輝いているではないか。もうその後は時のたつのも忘れ夢中で露頭を叩いたことは言うまでもない。

これらをはじめとして、現場出張でもなければ行くことはなかったであろう鉱物産地は十指に余りあり、鉱物採集の機会を与えてくれた現場に深く感謝する次第である。

要	附	取附のズン
盤虫質土	ズンリてくサメーナウク	メーナウ
盤虫質土	ズンリてくサメクバニヤ	バニヤ
盤虫超の留難帳	ズンリてくサ・オメサ	オメサ
盤虫質土ア・ウ主	車架持起るるニ起入貴華烈	津和野
とる登臨りハす虫吟盤岩ア・ウ主	ズンリてくサテ	持起テ



限られた調査費の有効利用を考える

——未固粘土のコア採取の必要性について——

株式会社アオイテック

技術部 榎 裕 介

1. まえがき

① 会社の倉庫には今までの業務成果である報告書、各種原位置試験装置等が置いてあるが、じわりじわりとこれらを圧迫してくるのがコア箱である。そこで郊外の資材置場にこれらコア箱を移動し保管することにしているが、ここも短期間で飽和状態となってしまうのが現状である。

② 毎年暮の大掃除にてこれらコア箱のうち廃棄できる物は処分するが、その量は2t車で2～3台分におよぶ。この際、気がつくのは、この中に未固結土（土砂）のコア箱がかなりの比率を占めていることである。これらコアの採取労力、運搬、保管及び廃棄にかかる費用は結構な額になると思われる。

③ はたして未固結土のコア採取は必要なのであろうか！

2. 未固結土のコア採取の現状について

① 調査ボーリングでコアを採取する理由は、当然のことながら技術的な必要性から詳細なコア観察するためである。現状ではこれらに該当する調査としては、

② トンネル、地すべり、斜面上の基礎地盤、切土のり面等の安定、材料調査などがあげられるが、監督官庁によっては一率コアボーリングとしているところもある。

③ コア採取率を向上させるためには乱さない試料採取用のシンウォールサンプラー、デニソンサンプラーなどを使用することが最適であるが、これらを連続的に使用することは経費、労力上大きな負担となる。それゆえ一般的には、標準貫入試験を実施し、必要に応じ無水掘りによるコアサンプリングが主体となる。（表1参照）

表1 サンプリングの種別

サンプリングの種別	摘	要
シンウォール	シンウォールサンプリング	土質地盤
デニソン	デニソン型サンプリング	土質地盤
サンド	サンド・サンプリング	沖積層の砂地盤
標本用試料	標準貫入試験による試料採取	主として土質地盤
コア試料	コアサンプリング	主として岩盤や地すべり調査など

無水掘りは、一般にシングルコアチューブとメタルクラウンを使用して以下のように行う。

- ①孔底のスライムは掘進前に良く排除する。
- ②泥水ポンプを止め、コアチューブを抑留されないように注意し、トルク限界まで掘進する。
- ③ときどき孔底から3～5cmクラウンを上げ、コアチューブ外から水を孔底にまわし、再び掘進する。
- ④最後にはコアを焼き付いた状態にさせ、コアが脱落しないように取り上げる。

無水掘りの際の1回の掘進長は、軟弱粘性土および粘性土分の混じった砂で50～100cm掘進可能、軟質岩壁および軟質礫の混じった砂礫で5～20cm掘進可能、硬質岩盤および硬質礫の混じった砂礫では2cm以下ほとんど掘進不能で、非効率な方法である。

そして、試料の質の面から見ると以下の問題がある。

①試料をコアチューブ内でかきまぜているため、コアは乱された状況となり、とくに軟らかい沖積層では試料中心部まで攪乱されているので土性の詳細はまず把握できない。

②逆に締った土層ではコアの外周が焼けるため粘土化し、これが水というしょにかきまぜられてしまふと、本来土層が持っている粒径と異なった物が出来る。

さらに別の観点からの問題点としては以下の点が挙げられる。

①孔壁、孔底を物理的に乱す場合が多いので、原位置試験を伴う調査には好ましくない。

②ビットをはじめ掘削ツールの焼付事故を発生しやすい。

③掘削能率が半減するうえ、掘削ツールの損耗が激しい。

④したがって掘進経費が増大する。(表2参照)

表2 割増率の目途

地層区分	コア採取の状況	割増率
固 結 粘 土	特に問題ない	1.5
粘 性 土		1.4
砂 質 土	砂分が多くなると採取率低下	1.4～1.7
砂 礫	礫径が大きくなると採取率低下	2.5
玉石まじり礫	採取困難	
割増を必要とする理由		
人件費……能率低下による増加		
材料費……ビット・コアチューブ・ロッドなどの損耗率の増加およびコア箱の加算		
動力費……能率低下による増加		
機械損料……掘進能力の低下および使用機械の大型化による経費増		

一方、監督官庁サイドのコアに対する評価も岩盤ボーリングと比較すると、

①コア検査が実施されることはまずない。

②ダム関係の工事事務所のようにコア箱保管庫が設けられているところは少なく、試料の保管は調査担当側に委ねられることが多い。

ことより、コア実体の精度は期待していないように見うけられる。

以上の事項を考えあわせると、未固結土のコア採取に関しては次のように考えた方が妥当ではないかと思っている。

①試料の精度から見れば無水掘りによるコアは期待するところが少ない。試料観察は、動的な乱れは受けているものの、粒子の焼けていない標準貫入試験にて得られた試料で行えば、その目的の大半は達せられよう。ただし、それでも調査目的の性格上、地すべり関係、材料調査等ではある程度の意味はあるものと考えられる。

②検測用の証拠とするためのみの目的で慣習的に実施されるコアの採取は、監督員の立会いや作業日報からの判断で行い、やめた方が調査費および作業の効率から見て適当と考えられる。

3. 日本道路公団における土質地質調査要領の改訂について

土質地質調査の仕様は、徐々に変化してはいるものの、現状にそぐわない点も多々見受けられる。

このような状況を打開すべく、日本道路公団では平成4年4月より新しい仕様を実施している。この中から調査ボーリングに関しての規定で新しく設けられた事項を以下に示す。

①ボーリング孔径

軟岩、硬岩ともにコアサンプリングを目的とした場合は孔径66mm、基盤の確認を目的とした場合は孔径46mmという2種類に統一する。(表3参照)

表3 調査ボーリングの必要孔径

土質地質区分	必要孔径	調査目的等 (実施可能な試験・計測など)
土砂 S1 土砂 S2 土砂 S3 土砂 SS	66mm	標準貫入試験・電気検層・孔内水平載荷試験(中圧・高圧)・パイプ歪計・地下水検層など
	86mm	シンウォールサンプリング・PS 検層・孔内水平載荷試験(低圧)・孔内傾斜計・現場透水試験・隙水圧測定・常時微動測定
	116mm	テニソン型サンプリング・サンドサンプリング・地下水孔内流向流速測定
	46mm	基盤の確認等 コア径およそ30mm
軟岩 R1	66mm	コアサンプリング コア径およそ45～60mm
硬岩 R2	86mm	孔内微流速測定・湧水圧測定・孔内水平載荷試験
硬岩 R3		(中圧・高圧)
特殊岩 SR		孔内傾斜計・間隙水圧測定 コア径およそ70mm

この理由としては孔径46mmの調査ボーリングは実態としてほとんど使われていなかった。しかし本仕様を活用することにより調査費を有効に使い、かつ機械の小型化・軽量化が期待できるとしている。

なお、土砂の場合は標準貫入試験が中心となるため、従来どおり孔径66mmとしている。

②コアリング

1) 土砂を主体とした調査

ノンコアとする。ただし、地すべり調査はオールコアを原則とする。

2) 岩盤を主体とした調査

オールコアとする。ただし、基礎地盤の確認や計器設置等を目的とし、コア観察を必要としない場合はノンコアとする。

③調査ボーリングの土質・地質区分の新設

山岳地の重要な調査対象となる断層破砕帯、膨張岩および硬質チャートは孔壁の崩壊が著しく、コア詰まりが多く掘道やコア採取に高度な技術が要求される。しかも、セメンテーションが必要となり、掘進速度は著しく低下することが多い。そのため従来の土質・地質区分の他に特殊岩（破砕帯など）を新設した。

④検測写真の撮影

1) コアリングによる掘孔の場合は、検測及びコアの基本情報を記録するため、全てのコアについてコア写真をカラー撮影する。

2) 検測写真は残尺、検尺、後片付け完了後を撮影する。ただし監督員が立ち会った場合、検測写真は不要とする。

3) コア写真は報告書毎に添付し、検測写真は検査用として一部提出する。

⑤仮設・場内運搬の整備、明確化

仮設の区分を平坦地、湿地、傾斜地、水上および特殊仮設とし、従来の加重平均単価方式から各々の検測単価方式へ変更した。また、場内運搬は従来仮設に割掛けしていたが、契約上明確にするため単価項目を設定した。

4. あ と が き

限られた調査費の中で、無駄をはぶき、いかに中味のある調査を実施するかが、我々の使命である。従来どちらかといえば報告書の厚さと中味は必ずしも一致するとは限らないように見うけられる。

(例えば、土質試験の写真などはサンプラーからの拔出し状況以外は どうみても不要である。)

前項にて示した他にも、調査の効率向上のため調査担当の積極的対応を目的として、実施調査計画への参入（調査内容全般、調査地点、および数量、試験内容および数量、仮設計画の妥当性等）なども盛り込まれている。これは業務に民間技術を積極的に取り入れることを目標に従来の調査作業を中

心とした体系から計画・設計・施工に関する技術解析、技術判断も含めたコンサル業務を積極的に取りくめるように方向づけされたものである。

調査の成果を評価するにあたり、その計画立案段階で、すでにその大半が決してしまうことを考えると、これは大きな進歩（＝受注者側の責任は大きくなる）である。

今後このような好ましい方向に向かいつつある施主のニーズの応えるべく、我々もこれまで以上に勉強していく必要を痛切に感じる次第である。

参考文献

- 1) 全国標準積算資料，社団法人全国地質調査業協会連合会，H. 2.4.
- 2) 調査等共通仕様書，日本道路公団，H. 4.4.
- 3) 瀬在武・和泉聡，日本道路公団における土質地質調査要綱の改訂概要について，地質と調査（土



今年は酉年！

さてここに25羽の「とり」がいます。

何羽知ってる鳥がいますか?

訓	カナ	類	類	類	類
あ	ア	イ	ウ	エ	オ
か	カ	キ	ク	ケ	コ
さ	サ	シ	ス	セ	ソ
た	タ	チ	ツ	テ	ト
な	ナ	ニ	ヌ	ネ	ノ
は	ハ	ヒ	フ	ヘ	ホ
ま	マ	ミ	ム	メ	モ
や	ヤ	ユ	ヨ		
ら	ラ	リ	ル		
わ	ワ				

問題

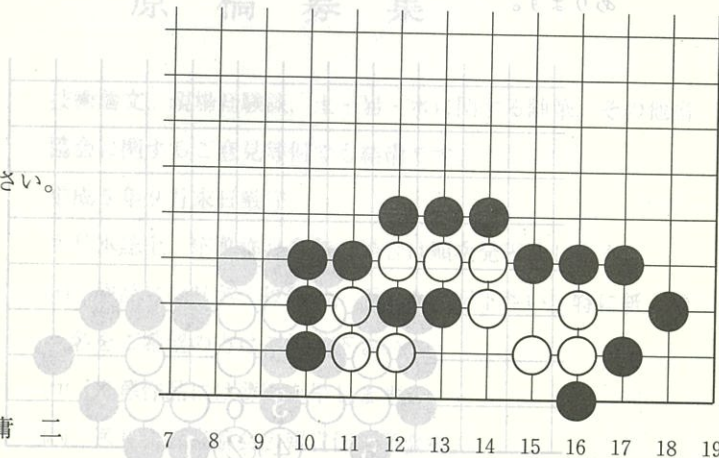
黑先

白の眼形を奪って下さい。

5分 二段位

出題

日本棋院 棋士
八段 伊藤 庸二



十一 十二 十三 十四 十五 十六 十七 十八 十九

では、答えです。

鳩	鳳	鳶	鵂	鴉
鴈	鳩	鴛	鴨	鶇
鴒	鶇	鶇	鶇	鶇
鶇	鶇	鶇	鶇	鶇
鶇	鶇	鶇	鶇	鶇

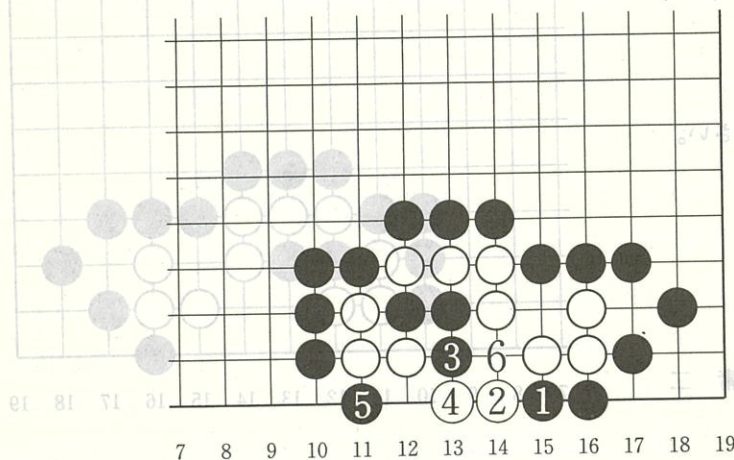
は	と	おとり	と	び	つ	ば	め	か	ら	す
が	ん	ふくろう	おしどり	か	も	み	み	ず	く	
ち	どり	と	き	ほととぎす	に	わ	とり	う	ず	ら
か	さ	さ	ぎ	ひ	よ	つ	ぐ	み	つ	る
う	ぐ	い	す	か	も	め	さ	ぎ	た	か
										も
										ず

詰 碁 解 答

黒先白死

黒1と白2と交換して、黒3とデる順により白死となります。

黒7(中手)白3のデを先にするのは、白4黒5白6で活きが
あります。



一七二 碁 詰

黒 先
白 死
詰 碁
解 答

編集後記

本誌、41号発行に当たりご寄稿戴いた執筆者各位には、厚く御礼申し上げます。

本誌には、巻頭言に水資源開発公団から玉稿を頂戴しましたこと、愛知、岐阜、三重の各県からは、県内事情による特色のあるテーマや、学会及び業界からは「土と岩」の技術誌に相応しい内容のある投稿を戴き感謝の他ありません。

「土と岩」は、中部地質調査業協会の定例行事の一環として、今後も関係諸機関のご指導とご支援を戴いて、新鮮で時代にあったテーマを基に発行して参りたいと考えております。

今後共にご協力を宜しくお願い申し上げます。

広報宣伝委員会

青葉工業会



〔土と岩42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ご意見等何でも結構です。
- 2 締 切 日 平成5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。特に紙上匿名をご希望の方はご指定下さい。

(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。

THE NEXT 会 員 名 簿 ROAD

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 番 号
(株) ア オ イ テ ッ ク	鈴木 孝治	名古屋市北区上飯田南町 2-45-1	(052)917-1821	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	岡 崇	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
カッマコンサルタント(株)	勝眞 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	名古屋市名東区高社 1-266 ラウンドスポート一社	(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 雅夫	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	山本 和夫	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	池田 芳郎	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	(0592)55-1500	514-11
住鋤コンサルタント(株) 名古屋営業所	綿谷 好修	名古屋市東区代官町 40-18 みつまつビル	(052)933-1444	461
西濃建設(株)名古屋支店	戸田 好晴	名古屋市中村区名駅南 3-2-11	(052)561-3541	450

会 社 名	代 表 者	住 居 所	電 話 番 号	郵便 番 号
(株)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(株) 名古屋事務所	大久保忠繁	名古屋市西区那古野 1-15-18 那古野ビル南館	(052)551-0338	451
(株)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(株)	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4-5	(052)452-1301	453
中央開発(株)中部支店	杓沢 貞雄	名古屋市中村区牛田通 2-16	(052)481-6261	453
(株)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
(株)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
(株)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(株) 名古屋支社	松山 央方	名古屋市中村区竹橋町 33-2 岩間ビル	(052)451-7311	453
(株)トーエネック	塚田 敏一郎	名古屋市中区栄 1-20-31	(052)221-1111	460
(株)東京ソイルリサーチ 名古屋支店	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(株) 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(株)	伊藤 武夫	四日市市東新町 2-23	(0593)31-7315	510
豊橋調査ボーリング(株)	杉浦 市男	豊橋市牟呂町字東里 9-1	(0532)46-8325	441
(株)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(株)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(株) 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(株)名古屋支店	伊藤 徹	名古屋市中村区椿町 14-13 ウエストポイント 1413	(052)453-2910	453
(株)日本パブリック 中部支社	竹内 増躬	名古屋市中川区高畑 5-216	(052)354-3271	454
日本物理探査(株) 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(株)	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(株) 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(株)	岩本 俣和	松阪市五反田町 1-1221-5	(0598)21-4837	515
(株)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(株)	松村 国夫	岐阜市藪田東 1-6-5	(0582)71-3912	500
丸栄調査設計(株)	川口 勝男	松阪市船江町 1528-2	(0598)51-3786	515
宮本管工(株)	宮本 陽司	四日市市川原町 21-12	(0593)31-1291	510
村木鑿泉探査(株)	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(株)	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(株) 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(株)名古屋支店	小林 政二	名古屋市中村区畑通 4-22	(052)481-6510	453

