

# トンネルの鋼アーチ支保工に作用する外圧の一測定例

村山 朔郎\* ・中崎 英彦\*\*

松岡 元\*\*\* ・前田 恭隆\*\*\*\*

## 1. 概 説

トンネルに作用する土圧に関する研究は、理論的ならびに実験的に数多くなされてきた。また、それと並行して、現場においても各種の測定計器を用いて現場測定が実施されてきた。しかし、トンネル土圧は、一般に測定器受圧面の変位によって測定された値が変わる性質があるので、土圧計などを用いて土圧を直接測定する方法は、直接的に土圧を測定できる長所はあるが、それが鋼アーチ支保工にかかる土圧を真に代表しているかどうか不明確な欠点がある。また、支保工の上下フランジのみにひずみ計を取り付けそのひずみ測定から間接的に土圧を測定する方法は、さきの報告で指摘したように<sup>1)</sup>、従来用いられているひずみ計の位置のみでは測定量に不十分な点があり、正確な土圧を逆算する上に困難がある。その改善のため、新たな測定法として、従来の鋼アーチ支保工の上下縁のひずみ測定のほかにウェブ中央部に設けたロゼットゲージのような三方向のひずみ計を用い、それぞれの方向のひずみを測定することにより、すべての断面力を算出する方法を提案した。この測定法によれば、鋼アーチ支保工の各測定断面での3断面力(曲げモーメント・軸力・せん断力)がすべて既知となるため、測定断面間でつり合い式を立てることによって、簡単に鋼アーチ支保工に作用する外力を、推定することができる。

この新たに提案した測定法にもとづいて、1968年7月より1969年1月まで現場測定を行なった。この報告はその測定結果の一部をまとめたものである。

## 2. 地盤条件ならびにトンネル断面

測定を実施した場所は、東京都下の洪積台地に掘削された道路用トンネルの現場である。このトンネルでは、土かぶり浅いこと、アーチ部が偏平であること、地山の強度が比較的弱いことなど、トンネル施工上かなりの困難が予想された。そのための鋼アーチ支保工の安全管理のためと、さきに提案した測定方法の実用性を確認するためとの2つの目的をもって土圧測定を行なった。

工事地点の地形は台地の端部に位置し、図-1、2の地盤地質図ならびに地質断面図から判断すると、トンネルは台地と、その台地が開析されてきた河谷底の境界部

図-1 地盤地質図

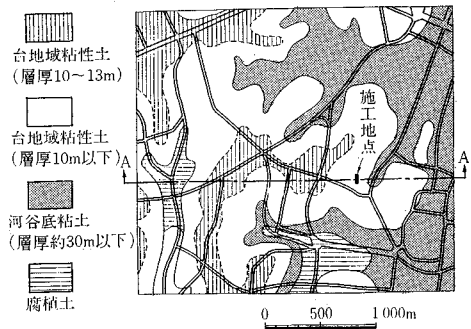
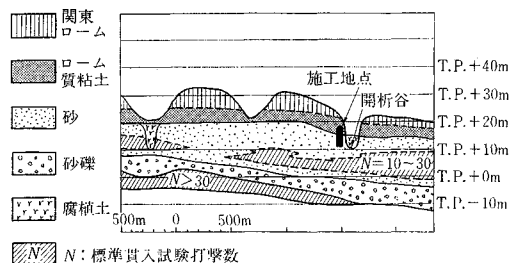


図-2 地質断面図(図-1のA-A断面)



\* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所  
 \*\* 正会員 工修 株式会社竹中工務店技術研究所  
 \*\*\* 学生員 工修 京都大学大学院工学研究科 土木工学専攻 博士課程  
 \*\*\*\* 正会員 株式会社竹中工務店技術研究所

分に平行して施工されている。開析された谷の深さは約15 m であり、そのうち約7 m は標準貫入試験の  $N$  5 値以下の軟弱な腐食質粘性土が堆積している。

トンネル軸にそって行なった土質調査を 図-3 に示す。ボーリング No. 2 における地盤構成は地表面から深度 2.0 m までが埋土で、深度 10.6 m までは粘性土、深度 10.6 m 以下は砂層である。粘性土層のうち上部 4.0 m は一軸圧縮強度  $4 \text{ t/m}^2$  程度の関東ローム層、下部 4.6 m は一軸圧縮強度  $10 \text{ t/m}^2$  程度の渋谷粘土層である。10.6 m 以深の砂層は  $N$  値 30、コーン支持力  $80 \text{ kg/cm}^2$  以上の比較的締った上部東京砂層である。

トンネルの断面形は 図-4 に示すように、幅約 13 m、

高さ約 8 m の変則アーチ形である。土圧測定地点は、土かぶり 4.6 m、アーチのスプリングラインは粘土層と砂層の境界面の上方 2 m に位置している。鋼アーチ支保工の形状ならびにひずみ計の設置位置は 図-5 に示すように、上下フランジに各 1 本ずつ、ウェブ中央部にロゼットゲージを代用するように 3 本のひずみ計からなるセットを 6 ヶ所 (A, B, C, D, E, F) にわたって取り付けた。ひずみ計は計器長 100 mm、計器径 20 mm のカールソン型のものであり、鋼アーチ支保工に溶接した取付脚によって各位置にセットした。

トンネル掘削に際しては上部半断面先進の掛け矢板工法を採用し、鋼アーチ支保工は H-200 のものを 1 m ピ

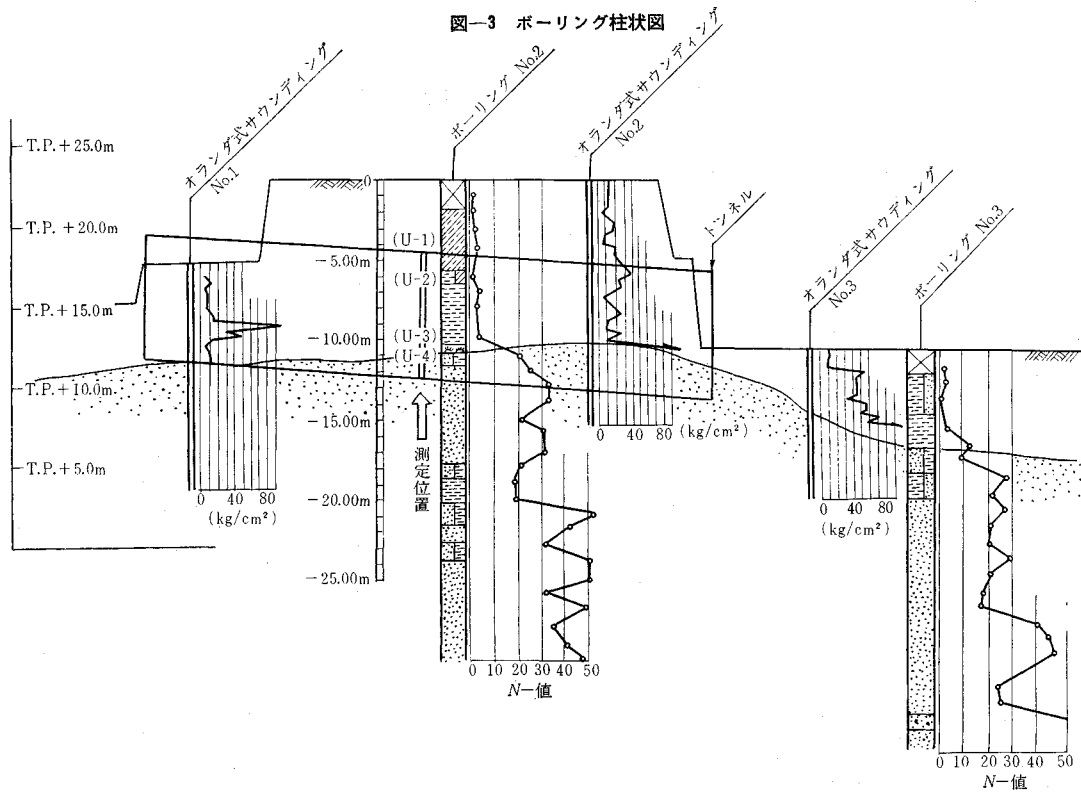


図-3 ボーリング柱状図

土質試験結果					
試料番号	U-1	U-2	U-3	U-4	
試料採取深度 (m)	4.00~4.35	5.80~6.15	9.00~9.60	10.50 <sup>a</sup> ~11.00 <sup>a</sup>	
$W$ (%)	113.5	135.3	62.2	43.4	
$W_L$ (%)	119.5	125.7	83.3	54.4	
$W_P$ (%)	62.8	59.5	33.6	19.2	
$I_P$	56.7	66.2	49.7	35.2	
粒度分析	礫	0	0	0	
	砂	4.5	3.0	32.0	8.0
	シルト	59.0	45.0	29.0	39.0
	粘土	36.5	52.0	39.0	53.0
名称	ML	CH	CH	OH	
一軸圧縮	$q_u$	0.440	0.305	0.946	1.358
	$q_{ur}$	0.128		0.113	0.455
	$\sigma_t$	3.58		8.37	2.96
圧密先行荷重	4.35	1.49	0.576	0.402	

図-4 トンネル断面図およびひずみ測定図 (単位 mm)

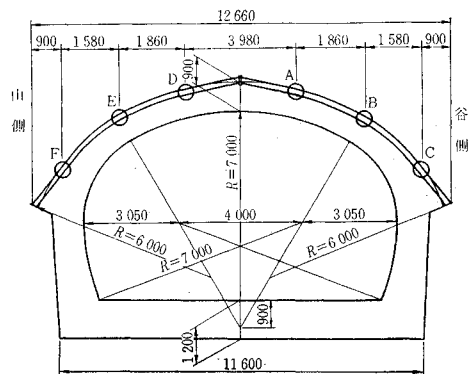
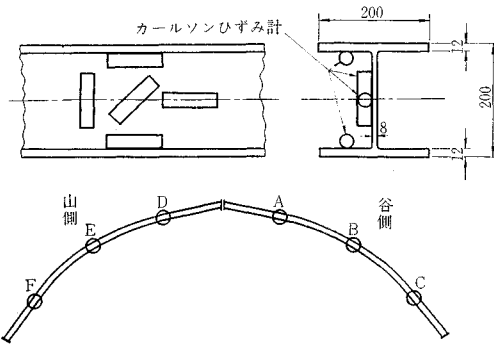


図-5 鋼アーチ支保工の形状ならびにカールソン型ひずみ計設置位置

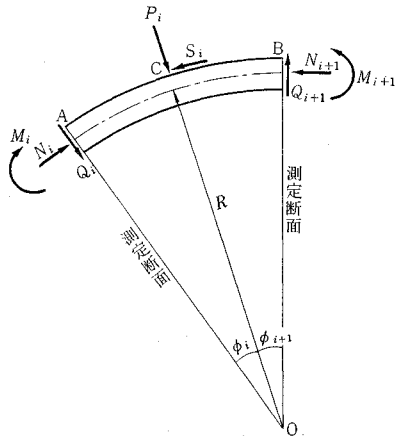


ッちに建て込んでいる。

### 3. 測定結果

鋼アーチ支保工に作用する土圧力の算定法は文献 1) に詳述したが、図-6 に従ってその基本式を再録すると

図-6 円弧状アーチ支保工の外力と断面力の関係



$$S_i = N_i - N_{i+1} + (1/R)(M_i - M_{i+1})$$

$$P_i + Q_i \cos \phi_i - Q_{i+1} \cos \phi_{i+1} - N_i \sin \phi_i - N_{i+1} \sin \phi_{i+1} = 0$$

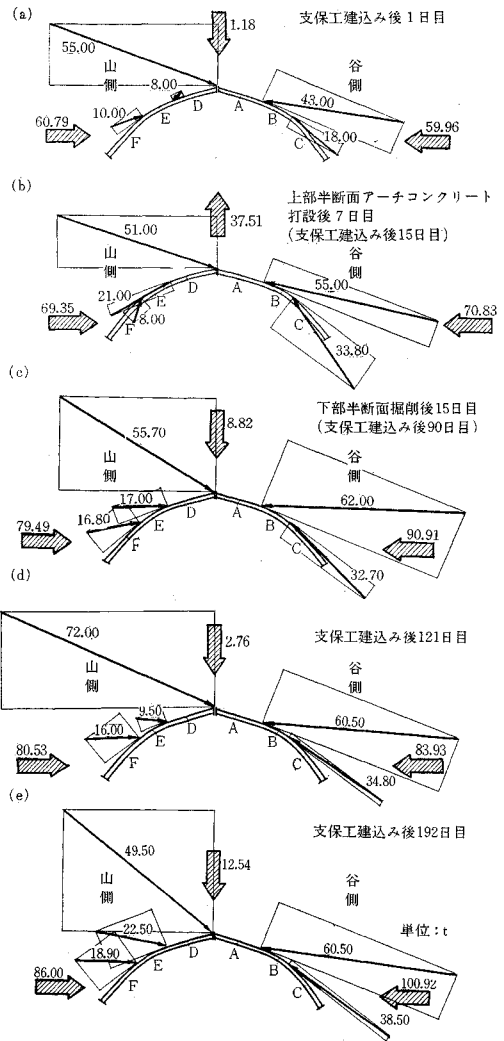
$$S_i - Q_i \sin \phi_i - Q_{i+1} \sin \phi_{i+1} - N_i \cos \phi_i + N_{i+1} \cos \phi_{i+1} = 0$$

$$\phi_i + \phi_{i+1} = \text{const} \quad (R: \text{アーチの曲率半径})$$

以上 4 式より  $\phi_i, \phi_{i+1}$  を消去して  $P_i, S_i$  を算出すれば、トンネル支保工に作用する外力が求まる。ただし、 $M, N$  については鋼アーチ支保工の上下フランジ面に取り付けたひずみ計の読みから、また  $Q$  についてはウェブ中央部に取り付けた三方向のひずみ計の読みから計算するものである<sup>1)</sup>。

上に述べた方法により、トンネルの鋼アーチ支保工に作用する外力を算定した結果を図-7 (a), (b), (c), (d), (e) に示す。図-7 (a) は支保工建込み後 1 日、図-7

図-7 鋼アーチ支保工に作用する外力の大きさと方向の測定結果

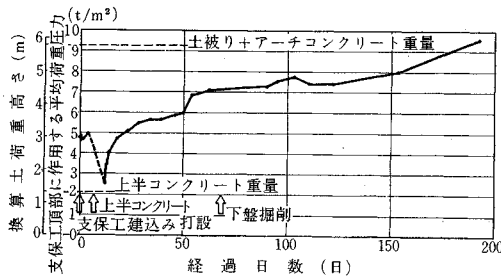


注：水平の太い矢印は支保工の左半、右半部にかかる合力の水平成分  
垂直の太い矢印は点 C-F 間の合力の垂直成分

(b) は上半アーチコンクリート打設後 7 日目 (支保工建込み後 15 日目)、図-7 (c) は下部半断面掘削後 15 日 (支保工建込み後 90 日目)、図-7 (d), (e) は支保工建込み後それぞれ 121 日後、192 日後の値である。

鋼アーチ支保工に作用する外力の一般的な傾向として、アーチ頂部 A~D 間において非常に大きな偏圧が作用している。またこの力に抵抗するために A~B, B~C 間に大きな受動土圧が作用している。図-2 の地質断面図を参考にすると、この方向は谷の開析された方向、すなわち開析谷の山側から谷側へ方向と一致している。このことより、トンネル工事地点の地盤には開析作用により潜在的な内部応力が貯えられていたことが予想される。このことは、トンネル掘削時において、一部の鋼アーチ支保工が図に示した土圧方向に向って、わ

図-8 鋼アーチ支保工頂部 (A~D 間) に作用する平均垂直圧力の経時変化



ずかながら傾くような現象に遭遇した経験事実とよく一致している。

図-7 には測定した支保工に作用する外力を山側と谷側に分けて、それぞれの側の水平成分の合力を太い矢印(←)で示しているが、左右の水平分力の合力はほぼ等しくなり、この測定方法の精度の高いことが検証できる。

またアーチ頂部 A~D 間に作用する外力の垂直成分を等分布荷重に換算してその経時変化をみると、図-8 になる。支保工建込み直後は外力は  $5 \text{ t/m}^2$  程度であったものが、上部アーチコンクリート打設時において  $2.5 \text{ t/m}^2$  に減少し、以後また徐々に増加を続け支保工建込み後 192 日で  $9.6 \text{ t/m}^2$  となる。図-8 の縦軸には外力と同時に土かぶりの単位体積重量を  $1.6 \text{ t/m}^3$ (図-3 参照)として垂直外力を土荷重高さに換算して示している。上半アーチコンクリート打設直後に鋼アーチ支保工に作用している外力はアーチの覆工厚さ  $90 \text{ cm}$ (換算土荷重高さ  $1.3 \text{ m}$ )の重量にほぼ等しく、その後外圧は徐々に増加を続け、最終的には換算土荷重高さ  $6.0 \text{ m}$  まで増加した。この  $6.0 \text{ m}$  の値は施工地点の土かぶり  $4.6 \text{ m}$  とアーチコンクリートの換算土荷重高さ  $1.3 \text{ m}$  の値を加えたものに一致している。

この現象は、上半アーチコンクリートを打設するとその重量で鋼アーチ支保工全体がわずかに沈下し、アーチ頂部と地山間に微少のすき間が生じ、上部の土から作用していた土圧は地山のアーチング作用により支保工 A~D 間には荷重としてかからなくなり、そのかわり上半アーチコンクリートが鋼アーチ支保工にぶら下がるような格好となり、A~D 部の負荷となったことが予想される。以後アーチング作用は地山のクリープ変形により徐々に消失し、最終的には土かぶり重量とアーチコンクリートの重量を加えた値に落ち着いていると推定される。図-8 を時間を対数とする半対数紙に 12 日目を原点とする原点修正を行なってプロットすると、図-9 のように初期の経時変化は直線となる。これよりみれば、この領域の土圧は支保工 A~D 部が地山のクリープを抑制した結果その応力緩和的な土圧を受けたように思われる。また 50 日目ぐらいで土圧の急増するのは、下部半断面の下盤掘削が測定地点に近接した結果、地山の変位が誘発さ

図-9 鋼アーチ支保工頂部 (A~D 間) に作用する平均垂直圧力の経時変化

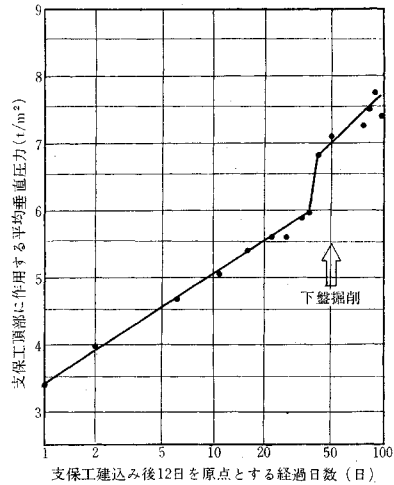
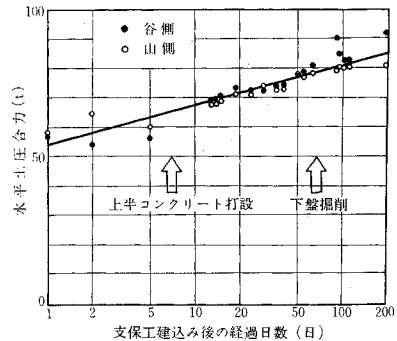


図-10 鋼アーチ支保工の山側または谷側にかかる水平合力の経時変化 (●:谷側, ○:山側)



れて土圧を高めた結果とみられる。

鋼アーチ支保工左半・右半それぞれに作用する外力の水平成分合力の経時変化について、時間を対数とする半対数紙にプロットすると図-10 となる。図-10 には水平力を谷側と山側の値に分けて示しているが、両者の値はほぼ一本の直線上に載っている。このことは、図-7 に示した水平の太い矢印(←)の値が測定期間中を通じて左右つねにほぼ等しい値を取り続けたことを示すものであり、力のつり合いという点から考えて本測定法の精度ならびに安定性の高いことを示している。また半対数紙上で直線となることから、水平土圧は地山の応力緩和現象と密接に結びついているように推定される。

図-7 の垂直の太い矢印(↓)は、鋼アーチ支保工 F~C 間に作用する外力の垂直成分の合力を示したものである。アーチコンクリート打設直後は図-7 (b) からわかるように F~C 間には上向きに  $38 \text{ t}$  程度の力が発生しているが、この力はアーチコンクリートの打設によって鋼アーチ支保工が沈下した結果、鋼アーチ支保工の頂部にかかっていた土圧がアーチ脚部付近へ一時的に転嫁

したためと、鋼アーチ支保工の脚部よりいくらか上方の部分でアーチコンクリートによって支持された状態となったためと考えられる。この点に関し、C点、F点の3断面力の測定値から、C、F点とアーチ脚部との間に作用する外力を推定してみる。図-7(b)の時点におけるC点では  $M=1.10\text{t}\cdot\text{m}$ ,  $N=34.0\text{t}$ ,  $Q=0.3\text{t}$  であって、C点と脚部との間に作用する垂直力を計算で求めれば下向きに  $27.4\text{t}$  となり、またF点について検討すると、 $M=0.43\text{t}\cdot\text{m}$ ,  $N=8.6\text{t}$ ,  $Q=1.7\text{t}$  となり、F点とアーチ脚部との間に作用する垂直力は下向きに  $7.9\text{t}$  と算出される。この垂直力の和は下向きに  $35.3\text{t}$  となり、それに対し 図-7(b) に示した C~F 間に作用している垂直力の和が上向きに  $37.5\text{t}$  であるから、その差は  $2.2\text{t}$  となる。この  $2.2\text{t}$  は測定誤差の範囲内にあると考えてもよさそうである。この誤差の中には、アーチコンクリート打設による鋼アーチ支保工の中立軸の位置が変化したための誤差も含まれているかもしれない。もしこの点について完全に測定・検討ができれば、これらの結果からライニング施工後の鋼アーチ支保工の挙動や覆工の効果等を正確に解析できるであろう。

このように、土圧の測定には精度の点で若干の不十分さはあるが、上述の結果からみれば鋼アーチにかかる荷重は、アーチコンクリート打設に伴う鋼アーチ支保工自

身の変形やその脚部の沈下などの影響を受けて非常に変化する場合も生ずることが明らかとなった。

#### 4. 結 言

トンネル土圧算定のための鋼アーチ支保工におけるひずみ測定に関し、さきに著者らが提案した方法を用いて現場測定を行なった。測定されたデータについて定性的に若干の検討を試みたが、地質・地史的な点からも、換算土荷重高さの点からも、水平力のつり合いの点からも、ある程度納得のいく測定値が得られた。このことは、この測定方法が従来の方法と比べて種々の利点を有し、また測定精度もかなり期待できることを示しており、トンネル土圧や鋼アーチ支保工の覆工施工後の挙動などの研究にとって有力な手段となり得るものと思われる。終りに現場測定に関し種々のご便宜を頂いた竹中土木作業所長 大原功氏に深く謝意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 村山朔郎・松岡 元：トンネル土圧算定のための鋼アーチ支保工における一測定法，土木学会誌，Vol. 53, No. 3, 1968, pp. 39~42.

(なお上記論文中、次の部分を訂正します。：p. 39 右欄下から6行目「上下部フランジではせん断応力の発生が小さいことからこれを無視して(図-2参照)」を削除します)

(1969. 7.23・受付)

### 講 議 と 演 習

# 土 質 力 学

東京工業大学・教授 工博 山口柏樹著 A 5・368頁 1,300円

土質力学は土質工学への橋渡しの役割を果たすばかりでなく、今日では一般工学における重要な基礎科の一つと見なされるようになったが初めての方は馴染みにくい学問である点が変わらないようである。これは土の性質が工学材料の中で最も複雑なためである。

本書では読者が土質力学を体系的な形あるいは理論的な姿において理解し把握されることを第一の目標としている。このためには力学的基礎概念を習得することが必要であるが、記述にあたってはできるかぎり曖昧さを残さぬよう注意すると共に定量的立場を堅持すべく努めた。又読者対象としては新制大学学部から、修士課程の在学者、現場で実際に土に取り組んでいる技術者を考えて書いてある。

□ 主要項目 □ 土の基本的性質 締固めた土の性質 土中の水(I)包気帯の水 土中の水(II)地下水の流れ 圧縮と圧密 土中の応力伝播と変形 土のせん断強度 安定解析(I)土圧 安定解析(II)支持力 安定解析(III)斜面 文献 解答集 索引

## 土 木 材 料 実 験

国分正胤編 幹事・樋口芳朗・村田二郎・山崎寛司  
A 5・536頁 定価 1,100円

特価 1,000円 締切44年10月末日

土木材料実験の経験の深い研究者がそれぞれの専門とする各分野を担当し、各試験項目ごとに、目的、方法、参考資料、実験操作を順序よく解説

## 技 報 堂

東京都港区赤坂1-9-4/☎ 107  
電 585-0166 振替口座東京10