

# トンネル鋼アーチ支保工の耐荷重強度計算法の提案

## PROPOSAL OF A CALCULATING METHOD FOR THE STRENGTH BEARING LOAD ON TUNNEL STEEL ARCH SUPPORTS

坂本 貞雄\*・岡 行 俊\*\*・松本 義雄\*\*\*

By Sadao SAKAMOTO, Yukitoshi OKA and Yoshio MATSUMOTO

### 1. 緒 言

近年トンネル建設工事においては掘削工法の発達と交通量の増大に伴って、大断面トンネルの掘削が多くなり、しかも重圧箇所や劣悪な地質に遭遇することもますます増大している。この結果、大断面のトンネル鋼アーチ支保工にしかも大寸法の形鋼が採用され、これらの設計方法の確立が必要となっている。一方、従来この設計方法として、Proctor および White の方法<sup>1)</sup>があるが、この方法は受働荷重の算出に力のつり合いを用いておりこのためたとえ主働荷重が偏荷重であっても、発生する受働荷重によって対称的な全荷重が作用することになり、実状にあわない。このことからわかるように、この方法は支保工設計方法として、多くの欠点をもっているといわざるを得ない。次に実物大実験によって、支保工の耐荷重強度を推定する方法も筆者(坂本)<sup>2)~4)</sup>によって提案されたが、本法は多くの費用と労力を要し、また実験操作も容易でなく、一般的な方法とはいえない。

その後、筆者(岡・松本)<sup>5)</sup>あるいは長ら<sup>6)~8)</sup>によってProctor らの方法とは異なった支保工の耐荷重強度を計算する方法が提案された。これらの方法を概説すると次のようである。まず、主働荷重の大きさと分布は、Proctor らの提案した方法によって決定し、次に主働荷重によって支保工の岩盤側への変形が拘束されたために、受働荷重が発生するとする原理に基づいて、受働荷重を計算する。これらの主働および受働荷重によって支保工部材に発生する応力を求めて、支保工の耐荷重強度を算出する方法である。このとき支保工の脚端や頂部接合部の力学的表示法が問題となるが、筆者の表示法によれば、支保工を静定構造物として<sup>10)</sup>、これに対し長ら

のそれによれば、不静定構造物として、取り扱っている点が異なる。

筆者は、高速道路、国鉄単線および新幹線複線トンネル用鋼アーチ支保工からアーチ形の異なった支保工について、脚端および頂部接合部の力学的表示法に研究を重ね、実験結果によく適合する計算式を導き出した。また、これらの計算式を用いて、従来の実物大模型破壊試験の方法を批判した。また5種類の支保工について、主働荷重の分布状態が耐荷重強度に及ぼす影響を調べた。さらに支保工に発生する応力や土荷重の高さなどを求め、テルツァギの土荷重の表<sup>11),12),13)</sup>を用いて、岩盤状態に適合する支保工の形状や寸法について検討した。これらの結果について報告する。

### 2. 計 算 法

#### (1) 設計式の原理

支保工の耐荷重強度を決定するには、支保工に作用する土圧をまず知らねばならないが、土圧は岩盤状態や施工方法によって千差万別で、その問題を合理的に処置することはなかなか困難といわねばならない。そこで次のような便法が行われている。いま、図-1(a)に示すような支保工の脚端から垂直線を立て、この垂直線の高さ  $h$  の点から支保工軸線に平行な曲線を引き、図-1(a)

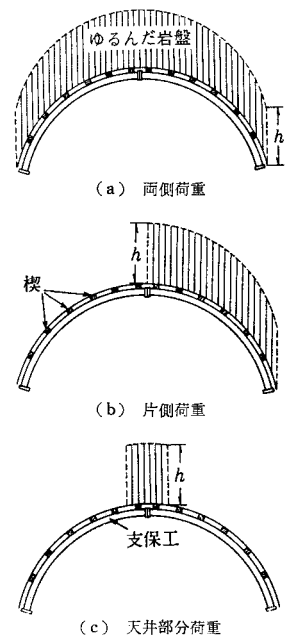


図-1 主働荷重の分布状態

\* 正会員 工博 (株)大林組常務取締役

\*\* 正会員 工博 京都大学助教授 工学部資源工学科

\*\*\* 正会員 京都大学助手 工学部資源工学科

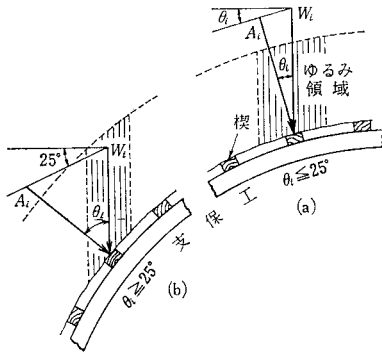


図-2 Proctor と White の主働荷重の算定法

の破線と空洞の輪郭に囲まれた領域で、厚さが枠間に等しい岩盤の重量の一部が、主働荷重として支保工に作用するものとする。また偏圧を考慮するには、たとえば図-1 (b) に示すように、図-1 (a) の領域で、半分だけの領域の重量を、さらに部分的な土圧を考慮するには、図-1 (c) に示すように、図-1 (a) の領域で、天井部分の領域の重量を採用する。

次にこの領域の重量の一部が支保工に伝達されるが、その荷重は次のように計算する。荷重は図-2 に示すように、両脚端を除く支保工と地山との間に打ち込まれた楔、すなわちブロックポイント  $i$  を介して伝達するものとし、ブロックポイント間の midpoint に垂線を引いて上記の領域を分割し、その分割部分の重量を  $W_i$  とし、支保工軸線と水平とのなす角を  $\theta_i$  とする。 $\theta_i$  が  $25^\circ$  以下の場合には、図-2(a) に示すように、 $W_i$  をブロックポイント  $i$  において支保工軸線に対して、垂直と平行との2方向の成分に分け、また  $\theta_i$  が  $25^\circ$  以上の場合には、図-2 (b) に示すように、 $W_i$  をブロックポイント  $i$  において、支保工軸線に対して垂直と水平に対して  $25^\circ$  との2方向の成分に分け、それぞれ垂直成分  $A_i$  が支保工に作用する主働荷重と考える。すなわち  $A_i$  は次式のように表わされる。

$$\theta_i \leq 25^\circ, A_i = W_i \cos \theta_i \dots\dots\dots(1)$$

$$\theta_i \geq 25^\circ, A_i = \frac{W_i \sin 65^\circ}{\sin(115^\circ - \theta_i)} \dots\dots\dots(2)$$

上記の考え方は Proctor らが提案したもので、種々の問題点もあるが、筆者もこの方法を採用することにした。このようにして求めた主働荷重の大きさとその分布を、図-1 (a) の場合を両側荷重、また図-1 (b) の場合を片側荷重、図-1 (c) の場合を天井部分荷重とそれぞれよぶことにする。

次に  $A_i$  によって支保工には変形が生ずるが、これらの変形のうち岩盤側への変形は、当然地山によって拘束を受けるので、ブロックポイントには受働荷重が発生する。これらの主働および受働の荷重の和、すなわち全荷

重のもとにおける支保工の応力や変形を求めると、支保工破壊時の土荷重の大きさ、すなわち破壊土荷重の高さをおおよそ推定することができる。

(2) 受働荷重の解析

いま、脚端 A, B の仮定の楔（ブロックポイント）番号 A, B, その他のブロックポイント番号を 1 から  $n$  とし、ブロックポイント  $j$  に作用する主働荷重および受働荷重をそれぞれ  $A_j$  および  $P_j$  とし、しかも上記のように、これらの荷重は支保工に常に直角に作用すると仮定する。これらは常に岩盤側から空洞側（支保工側）に向う荷重でなければならないから、これを正の値とすれば、次式が成立する。

$$A_j \geq 0, P_j \geq 0 \quad (j=A, 1, 2, \dots, n, B) \dots(3)$$

また、任意のブロックポイント  $i$  における支保工軸線に直角な方向の変位  $d_i$  は、支保工の変形が弾性限内である限り、次のように置くことができる。

$$d_i = \sum_{j=A}^B a_{ij}(A_j + P_j) \quad (i=A, 1, 2, \dots, n, B) \dots(4)$$

ここに、 $a_{ij}$  は、カスチリアーノの定理によって求めるが、ブロックポイント  $j$  に単位の大きさの荷重が直角方向に作用したとき、点  $i$  に生ずる直角方向の変位である<sup>10)</sup>。また  $d_i$  や  $a_{ij}$  は正の荷重の作用方向と同方向に生ずるものを正とする。

いまブロックポイント  $i$  を構成する楔の荷重-変形特性を簡単に線形関係にあるとし、単位荷重による縮み量、すなわち楔の縮み率を  $b_i$  とすると、 $d_i + b_i A_i$  が負のとき、点  $i$  には受働荷重  $P_i$  が作用する。これに反し  $d_i + b_i A_i$  が正のとき、すなわち正の荷重の作用方向と同方向の変形であるとき、点  $i$  には受働荷重  $P_i$  は作用しない。すなわち次式の関係が成立する。

$$d_i + b_i A_i < 0 \text{ のとき, } d_i + b_i A_i = -b_i P_i \dots\dots\dots(5)$$

$$d_i + b_i A_i \geq 0 \text{ のとき, } P_i = 0 \dots\dots\dots(6)$$

実際には岩盤壁面も変位するので、この変位を楔の縮み率に換算して  $b_i$  に算入することにする。なお、下記の油圧ジャッキで載荷される実物実験では、楔に相当する弾性反力板が縮んでも、油圧ジャッキはその縮みについて行かなければ、主働荷重をかけることはできないので、このような場合、 $b_i A_i$  は 0 である。いま、式 (5) に式 (4) を代入すると、ブロックポイント  $i$  において次式が成立する。

$$b_i P_i + \sum_{j=A}^B a_{ij} P_j = -b_i A_i - \sum_{j=A}^B a_{ij} A_j \dots\dots\dots(7)$$

上式の右辺は既知量であり、左辺は未知量  $P$  を含む。しかも上式は、受働荷重の発生するすべてのブロックポイントにおいて成立するから、未知量  $P_i$  の数と方程式

の数とは一致する。したがってこれらブロックポイントにおいて、 $P_i > 0$  および  $d_i + b_i A_i < 0$  の関係を満足するように、式(7)で示される連立方程式を解けば  $P_i$  が求められる。

脚端 A, B の仮想のブロックポイントを除く  $n$  個のブロックポイントの中で、 $r$  個のブロックポイントに未知量  $P$  が発生するとする連立方程式の総組数は、2項定理を適用して求めると、 $\sum_{r=0}^n n C_r$  組となる。 $n=18$  までの連立方程式の解析では、 $P_i > 0$  および  $d_i + b_i A_i < 0$  の条件を満足する解は、唯一であることが明らかになった(後出の図-8参照)。ここで、 $n C_0$  の場合は、脚端のブロックポイントにのみ、 $P$  が発生することを表わす。

しかし理論的に受働荷重を発生するブロックポイントを決定する方法を見出していないので、経験に基づき受働荷重発生点を仮定し、式(7)を解き、 $P_i > 0$  および  $d_i + b_i A_i < 0$  の関係を満足しているか否かを検討する試行錯誤法によって  $P_i$  を決定する。この方法により計算精度が十分であれば、解の一意性に矛盾する結果は得ていない。また、主働荷重  $A$  だけで生ずる変位が負となる点と、この変位が負から正に変わる付近の小さい正の変位を生ずる点には、受働荷重  $P$  が発生することが多いので、比較的容易に  $P$  の発生する点を見つけることができる。

(3) 支保工脚端の力学的表示法

支保工の脚端および接合部の力学的表示法は、式(7)の  $a_{ij}$  の値に関係し、ひいては実験結果に理論結果を合わせるうえに重要な役割を果たす。そこで多くの実験結果や計算の簡便さを考慮して、次のような独特の脚端および接合条件を工夫した<sup>10)</sup>。

支保工の脚端は、図-3に示すように、両脚とも水平、垂直方向の変位および回転変位を生じ、脚端面に軸力、モーメントおよびせん断力が作用する。したがって、脚端は移動、回転および固定の各支点ならびに沈下支点の機能を合わせもっていることになる。これらの機能をすべて包括し、実状に即し、簡便な脚端条件の一索

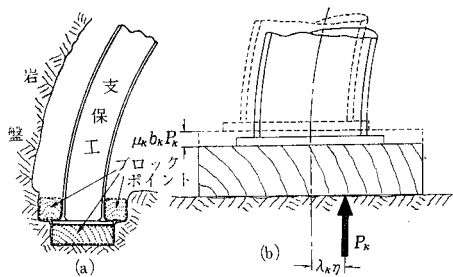


図-3 脚端の状態 (a) および力学的表示法 (b)  
 $(\lambda_k$  は脚端偏心率 (空洞側への偏心を正)、  
 $\mu_k$  は脚端沈下率 ( $k=A, B$ ))

として、次のような支点を考案した。

(i) 仮に両脚端の1つを移動支点、他の1つを回転支点とみなして取り扱い、次に両脚端の条件を互いに交換して同様に取り扱い、これらの条件のものと2つの計算値の平均値を求める暫定的な変位  $a_{ij}$  とする。このとき移動支点は支保工底板に平行に移動できるものとする。これらの計算結果を利用して、図-3(b)に示すように、次の脚端条件を設定した。

(ii) 脚端の曲げモーメントを考慮するために、脚端の変位が岩盤側に生ずる脚の支点位置を岩盤側に、逆に空洞側に生ずる脚のそれは空洞側に、それぞれ中立軸より形鋼断面高さ  $\eta$  の  $\lambda_k$  倍ずらすものとする。このとき空洞側へずらすものを正、岩盤側へのそれを負とする。この  $\lambda_k$  を脚端偏心率とよぶことにする。

$\lambda_k$  は、脚端面に働く曲げモーメントと軸力との関係を考慮すれば、次式で表わされる(図-3参照)。

$$\lambda_k = \frac{W(\sigma_{ink} - \sigma_{ouk})}{\eta S(\sigma_{ink} + \sigma_{ouk})} \dots \dots \dots (8)$$

ここで、 $W, S, \sigma_{ink}$  および  $\sigma_{ouk}$  は、それぞれ形鋼断面係数、断面積、脚端の内縁および外縁応力を示す。 $W$  および  $S$  は既知であるから、実験値  $\sigma_{ink}$  および  $\sigma_{ouk}$  が求めれば、式(8)によって  $\lambda_k$  は算出される。

(iii) 脚の沈下を考慮するために、脚の軸線方向の単位荷重に対する縮み量が楔の縮み率  $b_k$  の  $\mu_k$  倍すなわち  $\mu_k b_k$  である楔を脚の下に仮想的に設けることにする。この  $\mu_k$  を脚端沈下率とよぶことにする。

脚端の垂直反力係数  $k_v$  kg/cm<sup>2</sup> を、1辺20cmの立方体の楔の縮み率に換算すると、 $2.5/k_v$  cm/t となる。したがって脚端沈下率  $\mu_k$  は次式で表わされる。

$$\mu_k = 2.5 \cdot \frac{1}{k_v b_k} \dots \dots \dots (9)$$

長ら<sup>6)</sup>は、脚端の  $k_v$  を 50~500 kg/cm<sup>2</sup> とした計算結果は、実験結果と比較的よく合致すると述べている。筆者は、これを参考にして、 $\mu_k$  の算出には、支保工の実験の場合、 $k_v=250$  kg/cm<sup>2</sup> とした。

(iv) 脚端におけるせん断抵抗を考慮するために、図-3(a)に示すように、脚端に溶接されたプレートに接して、ブロックポイントを空洞側と岩盤側の両側に仮想的に設けることにする。なお、上記の各種パラメーターの添字  $k$  は、脚端AまたはBを表わす。

このように(ii)および(iii)の補正を施した支点条件で、(i)の計算をやり直し、最も近似した  $a_{ij}$  を決定するのである。上記の支点条件は複雑なようにみえるが、 $a_{ij}$  を決定するとき、すべて静定問題として取り扱えるので計算は簡単である<sup>10)</sup>。なお、 $a_{ij}$  は、実状に近い変位を示し、かつ簡単な表示が好ましいから、部材断面力の中で、曲げモーメントのみを  $a_{ij}$  に考慮すること

にする。

#### (4) 部材接合部の力学的表示法

支保工が2部材から成り、これらがボルトによって、突付接合されている部材接合部の簡便な力学的表示法として、実験結果を検討して次のような接合部条件を考えた。すなわち図-4(a)に示す2枚の溶接プレートとV形空隙 CED の部分との和を図-4(b)のように1つの部材と考え、これらの部材の曲げ剛さは、他の部材の曲げ剛さ  $EI$  ( $E$  はヤング率,  $I$  は断面2次モーメント) の  $1/\rho$  とする。この  $\rho$  を接合部曲げ剛さ低下率とよぶことにする。なお接合部の特性として、軸剛性低下率やせん断剛性低下率を考慮しなければならないが、 $a_{ij}$  は、実状に近い変位を示し、かつ簡単な表示が好ましいから、 $\rho$  のみを  $a_{ij}$  に算入することにする。

接合部の曲げ剛さは、突付接合板やボルトの曲げ剛さばかりでなく、ボルトの締付け具合や主働および受働荷重分布状態などによっても影響される。したがって、 $\lambda_k$ ,  $\mu_k$  および  $b$  などのような算出方法をとることは難しいと考えられる。そこであらかじめ  $\lambda_k$ ,  $\mu_k$  および  $b$  などを与えてから、 $\rho$  に 10, 20, ..., 100, ... を順次与えてゆき、それぞれの計算結果の中で、実験結果と最もよく合致する  $\rho$  の値を見つけ出すという算出方法をとる。また接合部では、両プレートの突合わせ点 E に接合部の中立軸が通るものとして、この部材中心軸から、E への距離を  $\nu\eta$  で表わすこととし、E が空洞側にあるとき  $\nu$  は正、岩盤側にあるとき負とする。この  $\nu$  は接合部偏心率とよぶことにする。

### 3. 本計算法の比較に用いた実験

#### (1) 実験装置

今回本計算法の比較検討に用いた実験は、国鉄札幌工務局および静岡幹線工務局で、坂本が行ったものと、建設省土木研究所において、岡と村上<sup>9)</sup>らが共同して実施したものである。土木研究所の実験装置について簡単に説明する。図-5に示すように、装置の主要部分は、内径 13m、高さ 1.2m の鉄筋コンクリート製の反力枠と 18 台の載荷用ジャッキ (能力 50t/台) およびこれに付属する制御装置ならびに油圧装置から成っている。また、ブロックポイントの縮み率の精度を上げるため、油圧ジャッキとその先端に弾性反力板を設けた反力装置とを用いている。供試体は実物大の支保工が水平に組み立てられたもので、上記のジャッキによって水平に、かつ支保工軸線に直角に荷重される。測定項目は、弾性反力板および油圧ジャッキに現われる荷重、支保工に貼付さ

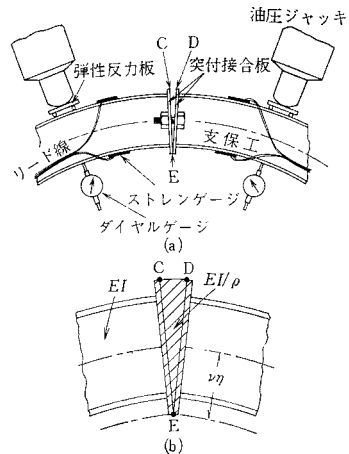


図-4 建設省土木研究所の実物実験における支保工ひずみと変位の測定法 (a) および接合部の状態と力学的表示法 (b) ( $\nu$  は接合部偏心率 (空洞側への偏心を正),  $\rho$  は接合部曲げ剛さ低下率)

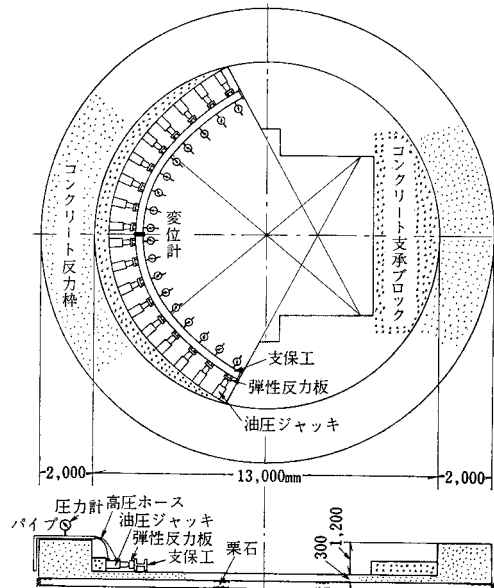


図-5 建設省土木研究所の支保工実験装置

れた電気抵抗線ひずみ計による支保工軸線に平行方向のひずみ量およびダイヤルゲージによる支保工軸線に直角方向の変位である (図-4(a) 参照)。

#### (2) 実験方法

札幌工務局の実験は、図-6(a)に示すように、国鉄単線1号型アーチ支保工で、レール、坑わく鋼およびH形鋼など5種類の形鋼が用いられた。荷重は、まず締付力に相当する主働荷重の1/20ないし1/10の予荷重を全ブロックポイントにジャッキでかける。次に主働荷重の作用する以外のブロックポイントのジャッキのバルブを

閉じた後、主働荷重として特定の1つのブロックポイントのバルブを開いて、所定の荷重までかけた。本載荷方法を1点載荷とよぶことにする。この載荷方法が、順次特定ブロックポイントを変えて実施され、支保工に発生するひずみと受働荷重が測定された。このとき楔の縮み率  $b$  は 0.04 cm/t にとられた。

静岡幹線工事局の実験は、図-7 (a) に示すように、新幹線複線型上部半断面用アーチ支保工について行われた。形鋼はレールおよびH形鋼が使用され、載荷方法は札幌工事局の実験の場合と同様である。

土木研究所の実験は、さらに実際の土圧状態に近づけるため、多数のブロックポイントに同時に主働荷重を載荷した。しかしながら、このような載荷状態においては、主働荷重が作用するブロックポイントに、さらに受働荷重が加わるブロックポイントが存在するのが普通である。したがって主働荷重のみが作用するブロックポイントをあらかじめ知る必要がある。そこで 2. の計算法によって、まず、このようなブロックポイントを見出した。次に、全ブロックポイントに 0.3 t の予荷重をかけた後バルブを閉じ、その後主働荷重のみが作用するブロックポイントのジャッキのバルブを開き、所定の荷重を作用させる載荷方法をとった。この載荷方法を多点載荷とよぶことにする。したがってバルブを閉じたブロックポイントで測定される荷重は、主働荷重と受働荷重の和、すなわち全荷重となる。なお 2. で述べた理論からわかるように、このようにしても全荷重の大きさは、これと同じ大きさの主働荷重を、受働荷重が発生する全ブロックポイントに作用させた場合の全荷重の大きさと、理論的には変わらないはずである。

本実験には、図-8 に示すように東名高速道路上部半断面用アーチ支保工を用いた。また主働荷重の分布状態は、表-1 に示すように2種類で、これらのうち対称分布とは支保工の頂点を通る垂直軸に対称に、非対称分布とは非対称に、それぞれ主働荷重を分布させた状態である。表-1 の理論主働荷重に — を付したものは、

2. で述べた方法で計算した結果、主働荷重のみが作用するブロックポイントの荷重である。実験にあたっては、まず全ブロックポイントに予荷重 0.3 t を載荷した後、油圧ジャッキのバルブを閉じ、次に — を付した理論主働荷重が作用するブロックポイントの油圧ジャッキのバルブを調節して、所定の2倍および3倍の主働荷重を作用させて、支保工の全荷重、ひずみ、および変形の測定を実施した。この場合、弾性反力板の縮み率  $b_i$  は 0.0345 cm/t にとった。この実験は各荷重状態につき各3回ずつ行ったが、諸種の測定結果のばらつきは小さいものであった。ただ予荷重の載荷はその調整がかなり困難であった。

#### 4. 理論値と実験値との比較

上記の実験と理論との比較を頁数の都合上、表-2 に掲げた3つの支保工実験について見ることにする。表-2 の  $W_x$  および  $W_y$  は、それぞれ形鋼断面内で重心を通るウェブ軸に直交方向軸 ( $x$  軸)、および平行方向軸 ( $y$  軸) に関する断面係数を、また、 $S$  は断面積を示す。なお、図-6 (a), 7 (a), 8 には、表-2 の支保工、ブロックポイントおよび頂部接合部に用いられた突付接合板などを示した。

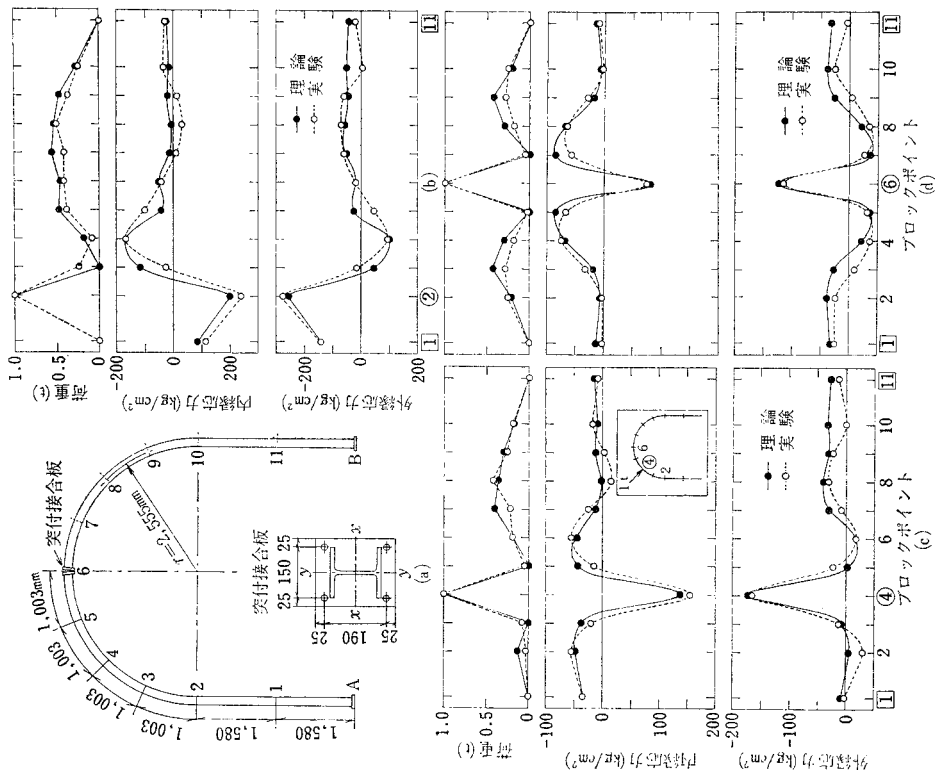
まず1点載荷の理論と実験との比較は、図-6, 7 の (b), (c), (d) に示した。すなわち (b), (c), (d) は、ブロックポイント 2, 4, 6 に、1 t の荷重の大きさに換算した主働荷重が作用した場合について、それぞれ支保工

表-2 比較に用いたアーチ支保工の特性

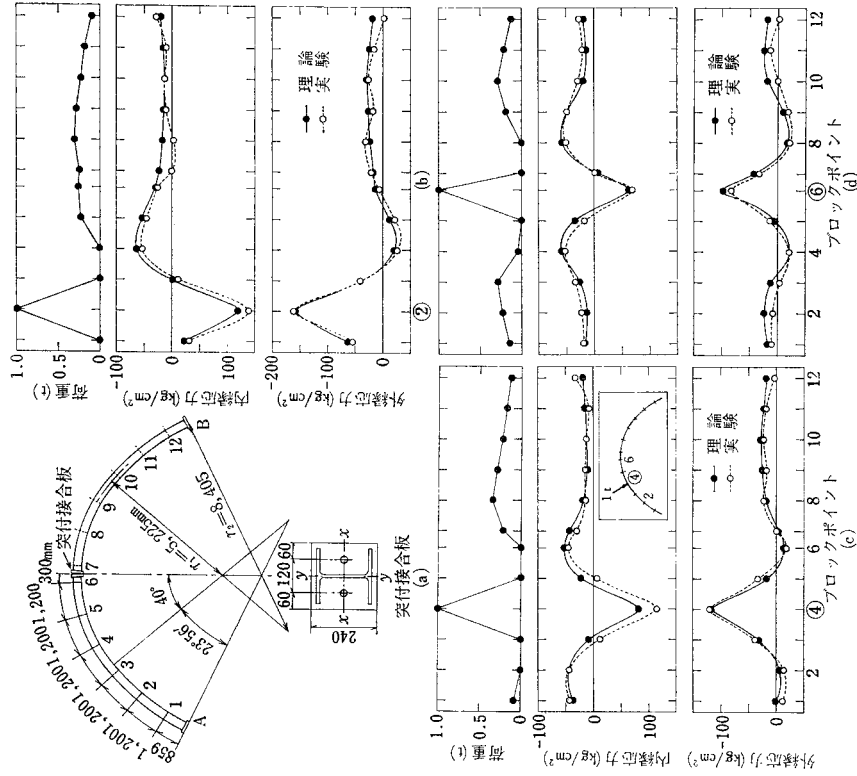
| 施工トンネル断面形式 | 形鋼種類           | 重量 (kg/m) | 断面積 $S$ (cm <sup>2</sup> ) | 断面係数 (cm <sup>3</sup> ) |       | 材 質  |
|------------|----------------|-----------|----------------------------|-------------------------|-------|--|
|            |                |           |                            | $W_x$                   | $W_y$ |  |
| 単線1号型全断面   | H 150×150 (溶接) | 30.5      | 38.90                      | 202                     | 67.6  | ヤング率 $2.1 \times 10^6$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 新幹線複線半断面   | H 200×200      | 49.7      | 63.32                      | 470                     | 160   | 引張強さ 41~50 (kg/mm <sup>2</sup> )             |
| 高速道2車線半断面  | H 200×200      | 49.9      | 63.53                      | 472                     | 160   | 降伏点 23以上 (kg/mm <sup>2</sup> )               |

表-1 多点載荷の主働荷重 (t) の分布状態

| 対 称 分 布   | ブロックポイント | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
|-----------|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|           |          | 主働荷重 | 理論   | 0.13 | 0.43 | 0.82 | 1.38 | 1.76 | 1.89 | 2.13 |
|           | 実験       | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 1.89 | 2.13 | 2.32 | 2.00 |
| 非 対 称 分 布 | ブロックポイント | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
|           |          | 主働荷重 | 理論   | 0.81 | 1.05 | 1.24 | 1.37 | 1.49 | 1.62 | 1.75 |
|           | 実験       | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    |
|           | ブロックポイント | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 18   |
|           |          | 主働荷重 | 理論   | 1.75 | 2.24 | 2.37 | 2.50 | 2.62 | 2.50 | 2.31 |
|           | 実験       | 1.75 | 2.24 | 2.37 | 2.50 | 2.62 | 2.50 | 2.31 | 1.99 | 1.57 |



図—6 1点载荷による国鉄新線1号型全断面用支保工の実験結果と理論結果との比較 (②, ④, ⑥は主働荷重の載荷点, ⑧, ⑩は弾性反力板のないブロックポイント)



図—7 1点载荷による国鉄新線複線半断面用支保工の実験結果と理論結果との比較 (②, ④, ⑥は主働荷重の載荷点)

の下フランジ面に生ずる接線方向の応力（内、外縁応力とよぶことにする）と主働および受働荷重の大きさを示した。ただし 図-7 においては、受働荷重は測定されていないので、理論値のみを示した。なお計算では、両脚端の仮想楔の縮み率  $b_k$  を  $0.04 \text{ cm/t}$  とし、式 (8)、(9) を適用して、脚端沈下率  $\mu_k$  は  $0.25$ 、脚端偏心率  $\lambda_k$  は脚端付近の縁応力が実測されていないため  $0$ 、接合部曲げ剛さ低下率  $\rho$  は  $40$  とした。

図-6, 7 からわかるように、2. で述べた支点および接合部の条件を示すパラメーターの値の算出方法を適用すれば、支保工の形状や寸法、ブロックポイントの配置

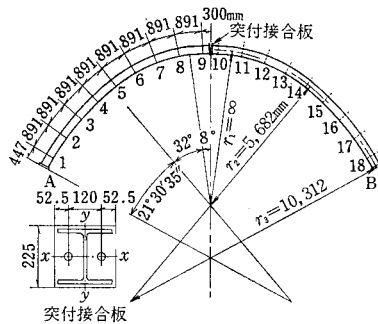


図-8 東名高速道路半断面用支保工の形状、寸法、ブロックポイントの配置および突付接合板

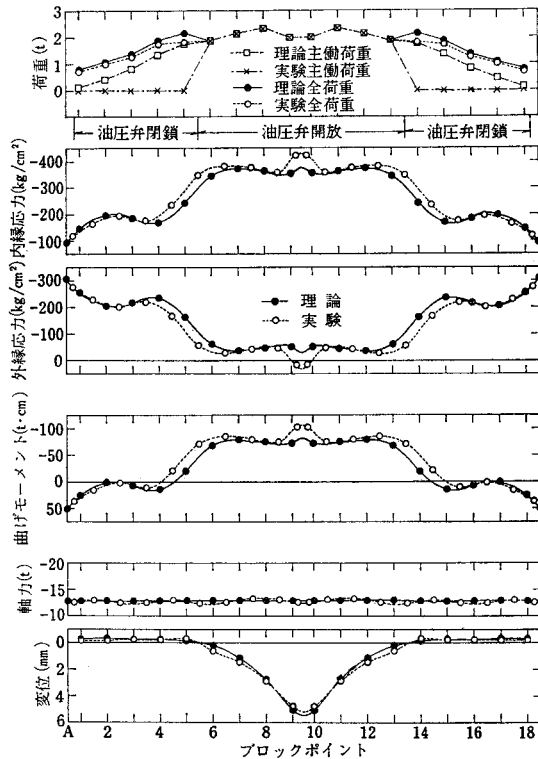


図-9 対称分布多点荷重による東名高速道路の支保工 (図-8) の実験結果と理論結果との比較

状態、主働荷重の作用点などが変わっても、理論値を実験値にほぼ一致させることができることがわかった。

次に多点荷重に対する実験と理論との比較は、対称分布荷重に対しては 図-9 に、非対称分布荷重に対しては 図-10 に、それぞれ示した。両図は上から下に向かって、ブロックポイントで支保工に働く荷重、ブロックポイント直下またはブロックポイント間の中点の支保工断面の内縁応力、外縁応力、曲げモーメント、軸力、および変位について、両者をそれぞれ比較したものである。なお、計算では両脚端の仮想楔の縮み率  $b_k$  を  $0.0345 \text{ cm/t}$  とし、式 (8)、(9) を適用して、図-9 では  $\lambda_k = -0.2$ 、図-10 では  $\lambda_A = -0.4$ 、 $\lambda_B = +0.4$  とし、 $\mu_k, \nu$  はすべて  $\mu_k = 0.29$ 、 $\nu = 0.5625$  とした。また、図-9 では  $\rho = 240$  とし、図-10 では  $\rho = 80$  とした。

図-9, 10 から、主働荷重の分布状態が1点荷重から多点荷重に、あるいは対称分布荷重から非対称分布荷重になっても、2. で述べた脚端および接合部の条件を示すパラメーターの値の算出方法を適用すれば、実験値に

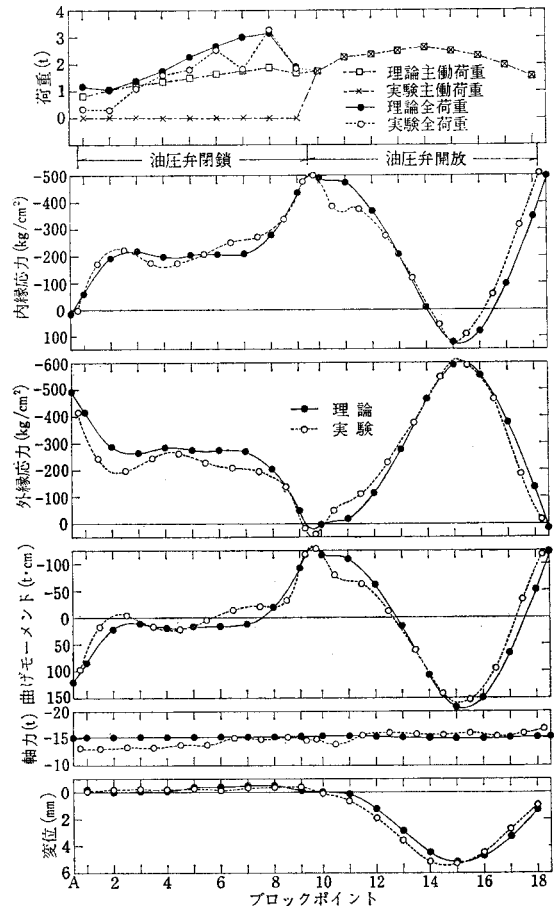


図-10 非対称分布多点荷重による東名高速道路の支保工 (図-8) の実験結果と理論結果との比較

理論値をほぼ一致させることができることがわかった。しかし、支保工のどの点でも、同程度に両者の差をなくさせることは実際には不可能で、特に脚端や接合部付近はその差が大きいがわかった。上記の原因として、実験値がブロックポイントの接触条件に敏感に影響されること、脚端および接合部の完全な力学的表示は難しいことなどがあげられる。

また 図-10 から、主働荷重が非対称分布荷重であっても、受働荷重は、全荷重が対称分布荷重に近づくように発生する傾向にあることが認められるが、Proctor らの計算方法によって求めた受働荷重のように、全荷重がまったく対称分布荷重になるように発生することはないことがわかった。

## 5. 支保工の実験の検討

4. で述べたように、支保工に発生する応力および変形は、これらの応力が弾性限内にあるときは、本法によって、比較的簡単な計算でそれらを予想できる。しかし弾性限を越えて破壊挙動などを知るには、実物大実験に頼る必要がある。ここで、実験に参考になる事項について検討してみよう。1点載荷に比べて多点載荷の実験の困難性は、主働荷重が作用するブロックポイントにも受働荷重が発生するものがあることである。この困難性を克服する方法として、先に述べた土木研究所で行った実験方法が考えられる。すなわち、図-9、10の荷重図の理論主働荷重を与え、本法の計算によって、発生する受働荷重を黒丸印の点で示されるように求める。これによって主働荷重のみが作用するブロックポイントが決定される。図-9、10の実験主働荷重で示される点がこれらのブロックポイントを示している。これらの点以外のブロックポイントの油圧バルブを閉じ、実験主働荷重点のバルブを開放後、所定の実験主働荷重を載荷する。図-9、10の白丸印は、そのとき発生する実験主働荷重点以外の全荷重で、黒丸印の理論値と一致すべきものである。図-9では極めてよい一致をみているが、図-10では実験値がかなり変動して、あまりよい一致とはいえない。しかし支保工に生ずる応力や変形はよく一致し、この影響をあまり受けていないことが認められる。したがってこのような方法によって、支保工の弾性限内の挙動における多点載荷実験が可能であるものと考えられる。

## 6. 本計算法の支保工設計への応用

5. までの説明によって、支保工に発生する応力や許容土荷重の高さは、本計算法によって、容易に求めることができることがわかる。そこで支保工設計の基礎資料

を提供するために、本計算法を利用して次に述べる検討を実施した。

支保工設計に対して、多くの検討すべき事項があるが、今回は次の3つの事項を取り上げた。

(1) 偏荷重や集中荷重が作用すると、図-1(a)のような両側荷重より大きな支保工応力を発生することは明らかである。しかし定量的にどの程度であるかは明らかでないので、この点を検討した。

(2) 支保工の耐荷力を増大させるには、形鋼断面寸法を大きくする方法と枠間を狭くする方法とがある。いずれがより有利な方法であるかを、支保工に発生する最大応力が、断面力のうち軸力あるいは曲げモーメントに起因する応力のいずれにより大きな影響を受けるかを、また大小2つの形鋼断面に発生する最大応力が、土圧状態といかなる関係にあるかを、研究することによって比較した。

(3) テルツァギは、岩盤状態とトンネル断面の幅と高さを考慮して、そのとき発生するゆるみ高さを提案した。このゆるみ高さに耐えられる支保工の設計基準が、いかなるものかを検討した。

計算に供した支保工は、表-3に示す国鉄新幹線複線の i 半断面用、ii サイロット工法半断面用および、iii 全断面用の3種類と国鉄単線の iv 半断面用および、v 全断面用の2種類、合計5種類の支保工を選んだ。

図-11(a)、12、13(a)は、各支保工の形状、寸法およびブロックポイントの配置状態などを示したものである。主働荷重は、図-1に示すような両側荷重、片側荷重および天井部分荷重の3種類を、岩盤のゆるみ高さおよび支保工の建込み間隔をそれぞれ1mとして、また岩盤の単位体積重量を2.7t/m<sup>3</sup>として、各種支保工に載荷するものとした。

実際の支保工設計には、脚端、接合部、および楔などの力学的特性値が必要であるが、これらの特性値は、トンネル周囲の岩盤の性状、掘削方法および支保工の施工

表-3 計算例支保工の特性

| 支保工種類 | 施工トンネル断面形式      | 形鋼種類     | 重量(kg/m) | 断面積 S (cm <sup>2</sup> ) | 断面係数 (cm <sup>3</sup> ) |                |
|-------|-----------------|----------|----------|--------------------------|-------------------------|----------------|
|       |                 |          |          |                          | W <sub>x</sub>          | W <sub>y</sub> |
| i     | 新幹線複線半断面        | H150×150 | 31.5     | 40.14                    | 219                     | 75.1           |
|       |                 | H200×200 | 49.7     | 63.32                    | 470                     | 160            |
| ii    | 新幹線複線サイロット工法半断面 | H150×150 | 31.5     | 40.14                    | 219                     | 75.1           |
|       |                 | H200×200 | 49.7     | 63.32                    | 470                     | 160            |
| iii   | 新幹線複線全断面        | H150×150 | 31.5     | 40.14                    | 219                     | 75.1           |
|       |                 | H200×200 | 49.7     | 63.32                    | 470                     | 160            |
| iv    | 単線半断面           | H125×125 | 23.8     | 30.31                    | 136                     | 47.0           |
|       |                 | H150×150 | 31.5     | 40.14                    | 219                     | 75.1           |
| v     | 単線全断面           | H125×125 | 23.8     | 30.31                    | 136                     | 47.0           |
|       |                 | H150×150 | 31.5     | 40.14                    | 219                     | 75.1           |



方法などによって影響されるため、かなりばらつきがあると推定される。長ら<sup>6),7)</sup>は、実際の状態を考えて設計するときは、岩盤の垂直反力係数  $k_v$  は、50 kg/cm<sup>3</sup> 程度にとるのが妥当であろうと述べており、また固結した砂利の  $k_v$  は、20~30 kg/cm<sup>3</sup> とみなしている。そこで筆者は、 $k_v$  を固結した砂利の2倍程度、すなわち 60 kg/cm<sup>3</sup> とみなした。この  $k_v$  を、1辺 20 cm の立方体の楔の縮み率に換算すると、約 0.04 cm/t となる。したがって、岩盤の縮み率 0.04 cm/t を楔の縮み率に加算したものを見掛けの楔の縮み率とすれば、 $b$  は 0.08 cm/t となる。ところで脚端下には実際の楔は存在しないことになっているから、岩盤の縮み率に等しくなければならない。したがって  $\mu_k$  は 0.5 となる。また  $\lambda_k$  や  $\rho$  は、4. で算出した値のおおよそ中間的な値をとり、 $\lambda_k=0.25$ 、 $\rho=80$  とした。上記の特性値をまとめると、表-4 に示すようである。

全荷重および応力の計算結果を代表的に、i および v の支保工について  $|\lambda_k|=0.25$  の場合について示すと、図-11, 13 に示すようである。これらの図の白丸印は形鋼が H 150×150、黒丸印は形鋼が H 200×200 (支保工 i) または H 125×125 (支保工 v) に作用する全荷重と発生する縁応力を、また、実線は内縁応力を、破線は外縁応力を、それぞれ示している。さらに丸に+印は主働荷重を示している。

これらの図から、概して主働荷重の載荷形式が天井部分荷重、片側荷重、両側荷重の順番に大きな断面応力を発生していることがうかがえる。この点を受働荷重の発生状態で見ると、主働荷重が作用している範囲に隣接するブロックポイントには、受働荷重がほとんど発生しない。このため、このようなブロックポイント付近に大きな断面応力が発生することがわかる。また主働荷重分布の中央部にも大きな断面応力が発生することも認められる。Proctor らの計算方法によれば、上記の3種類の主働荷重のもとに発生する受働荷重は、すべて全荷重が相等しくなるようになり、このため断面応力も等しくなる。しかし本計算法ではそのような受働荷重は発生しないし、また断面応力も受働荷重の発生状態に微妙に対応していること

が注目される。

脚端偏心率  $\lambda_k$  の影響をみるため、図-14 (a), (b) に、 $\lambda_k=0$  の場合、両側荷重がそれぞれ i および iv の支保工に作用したときの断面応力分布を示した。図-14 (a) と 図-11 (b) とを比較すると、両側荷重の場合、 $|\lambda_k|$  が大きくなると、大きな圧縮応力が脚部に発生する傾向があることがうかがえる。

また形鋼断面寸法の影響をこれらの図からみると、その応力分布状態は断面寸法によって僅かしか変化しないが、応力の絶対値は、当然のことながら寸法が大きいほど小さくなることがうかがえる。その関係は支保工の種類や載荷形式によってまちまちである。

さて検討を容易にするため、支保工に発生する応力分

表-4 計算例支保工の脚端、接合部および楔の特性

| 形鋼種類      | 脚 端             |         | 接 合 部 |        | 楔 $b$ (cm/t) |
|-----------|-----------------|---------|-------|--------|--------------|
|           | $\lambda_k^*$   | $\mu_k$ | $\nu$ | $\rho$ |              |
| H 125×125 | $\pm 0.25$<br>0 | 0.5     | 0.600 | 80     | 0.08         |
| H 150×150 | $\pm 0.25$<br>0 | 0.5     | 0.800 | 80     | 0.08         |
| H 200×200 | $\pm 0.25$<br>0 | 0.5     | 0.613 | 80     | 0.08         |

\* 片側荷重作用側支点の  $\lambda_k$  は +0.25 ( $k=A, B$ )

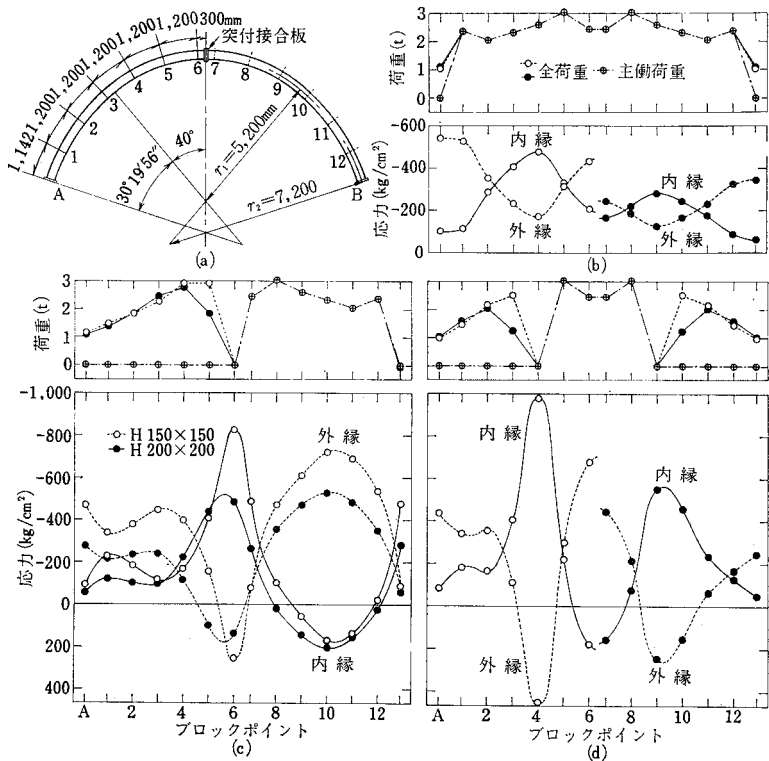
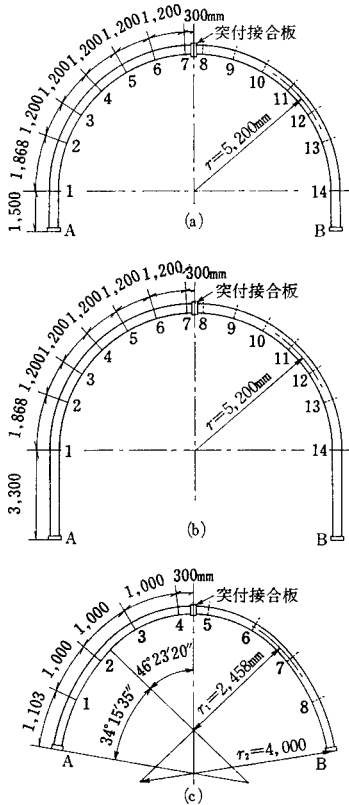


図-11 国鉄新幹線複線半断面用支保工 i (a) の全荷重および断面応力分布 [(b) 両側荷重, (c) 片側荷重, (d) 天井部分荷重 ( $|\lambda_k|=0.25$  ( $k=A, B$ ))]

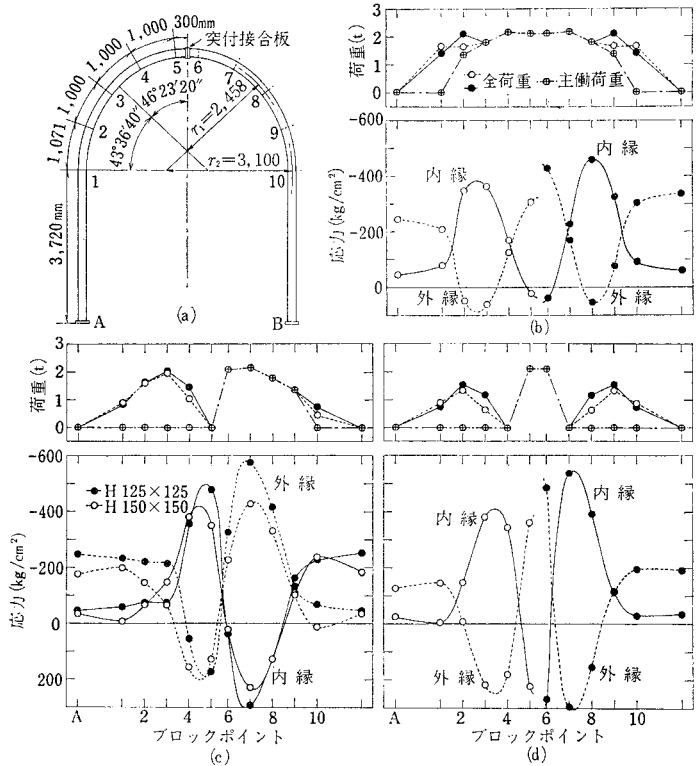


図—12 国鉄新幹線複線サイロット工法半断面用支保工 ii (a), 全断面用支保工 iii (b) および 国鉄単線半断面用支保工 iv (c) の形状, 寸法およびブロックポイントの配置

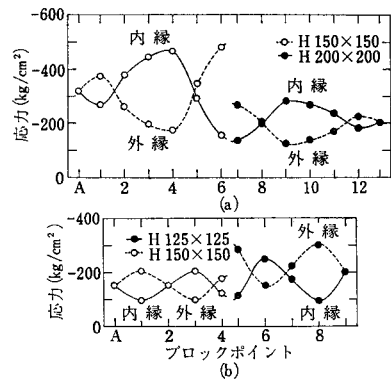
布から最大圧縮応力に着目して, 種々の検討を行うことにする. 表—5 は, 最大圧縮応力を軸力による応力成分  $\sigma_N^{(m)}$ , 曲げモーメントによる応力成分  $\sigma_M^{(m)}$  およびそれらの和, すなわち全応力  $\sigma^{(m)}$  を  $|\lambda_k|=0.25$  の場合について示したものである. ここに  $m=1, 2, 3$  は主働荷重の状態がそれぞれ両側, 片側および天井部分荷重であることを示す. さらに 表—5 の結果から, 主働荷重が偏荷重や集中荷重である場合, 最大圧縮応力にどのような影響を及ぼすかをみるため, 比率  $\sigma^{(2)}/\sigma^{(1)}$  および  $\sigma^{(3)}/\sigma^{(1)}$  を示すと, 表—6 の第 3, 4 列に示すようである.

これらの値から偏荷重や集中荷重は, 図—1 (a) に示すような両側荷重の場合より大きな最大圧縮応力を発生することは明らかである. しかしこの計算範囲では, どのような場合に大きくなるかは, その法則性を明らかにできなかった. またどの程度大きくなるかの比率も, 1.1 ないし 1.9 倍と広い範囲にちらばっている.

また曲げモーメントによる応力成分が最大圧縮応力に占める割合は, 表—6 の 第 5, 6, 7 列に示すようであ



図—13 国鉄単線全断面用支保工 v (a) の全荷重および断面応力分布 [(b) 両側荷重, (c) 片側荷重, (d) 天井部分荷重 ( $|\lambda_k|=0.25$  ( $k=A, B$ ))]



図—14 両側荷重による支保工 i (a) および iv (b) における断面応力分布 ( $\lambda_k=0$  ( $k=A, B$ ))

る. 両側荷重の場合は, 最大圧縮応力に占める曲げモーメントと軸力による応力成分は, 大よそ相等しいのに対し, 偏荷重や集中荷重の場合は, 曲げモーメントによる応力成分が大きくなり, 約 3/4 程度を占める. この結果から 6. の最初に述べた検討事項 (2) については, 偏荷重あるいは集中荷重の場合, 大きな断面寸法の形鋼を用いるのが有利に思われるが, さらに詳しく次の検討を行った.

表一五 支保工に発生する最大圧縮応力 (kg/cm<sup>2</sup>) とその軸力および曲げモーメントによる応力成分 (kg/cm<sup>2</sup>) ( $|\lambda_k|=0.25$  ( $k=A, B$ ))

| 支保工種類 | 形鋼種類      | 両側荷重             |                  |                | 片側荷重             |                  |                | 天井部分荷重           |                  |                |
|-------|-----------|------------------|------------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------------|------------------|----------------|
|       |           | $\sigma_N^{(1)}$ | $\sigma_M^{(1)}$ | $\sigma^{(1)}$ | $\sigma_N^{(2)}$ | $\sigma_M^{(2)}$ | $\sigma^{(2)}$ | $\sigma_N^{(3)}$ | $\sigma_M^{(3)}$ | $\sigma^{(3)}$ |
| i     | H 150×150 | -321             | -220             | -541           | -284             | -537             | -821           | -262             | -712             | -974           |
|       | H 200×200 | -204             | -137             | -341           | -161             | -363             | -524           | -150             | -397             | -547           |
| ii    | H 150×150 | -313             | -261             | -574           | -228             | -536             | -764           | -256             | -737             | -993           |
|       | H 200×200 | -192             | -217             | -409           | -145             | -381             | -526           | -144             | -411             | -555           |
| iii   | H 150×150 | -313             | -261             | -574           | -229             | -525             | -754           | -256             | -738             | -994           |
|       | H 200×200 | -192             | -219             | -411           | -146             | -375             | -521           | -144             | -411             | -555           |
| iv    | H 125×125 | -200             | -180             | -380           | -161             | -466             | -627           | -122             | -439             | -561           |
|       | H 150×150 | -152             | -112             | -264           | -111             | -396             | -507           | -84              | -280             | -364           |
| v     | H 125×125 | -202             | -256             | -458           | -140             | -434             | -574           | -121             | -416             | -537           |
|       | H 150×150 | -150             | -211             | -361           | -98              | -329             | -427           | -82              | -299             | -381           |

表一六 主動荷重の最大圧縮応力に及ぼす影響と最大圧縮応力に曲げモーメントによる応力成分の占める比率 ( $|\lambda_k|=0.25$  ( $k=A, B$ ))

| 支保工種類 | 形鋼種類      | $\frac{\sigma^{(2)}}{\sigma^{(1)}}$ | $\frac{\sigma^{(3)}}{\sigma^{(1)}}$ | $\frac{\sigma_M^{(1)}}{\sigma^{(1)}}$ | $\frac{\sigma_M^{(2)}}{\sigma^{(2)}}$ | $\frac{\sigma_M^{(3)}}{\sigma^{(3)}}$ |
|-------|-----------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| i     | H 150×150 | 1.52                                | 1.80                                | 0.41                                  | 0.65                                  | 0.73                                  |
|       | H 200×200 | 1.54                                | 1.60                                | 0.40                                  | 0.69                                  | 0.73                                  |
| ii    | H 150×150 | 1.33                                | 1.73                                | 0.45                                  | 0.70                                  | 0.74                                  |
|       | H 200×200 | 1.29                                | 1.36                                | 0.53                                  | 0.72                                  | 0.74                                  |
| iii   | H 150×150 | 1.31                                | 1.73                                | 0.45                                  | 0.70                                  | 0.74                                  |
|       | H 200×200 | 1.27                                | 1.35                                | 0.53                                  | 0.72                                  | 0.74                                  |
| iv    | H 125×125 | 1.65                                | 1.48                                | 0.47                                  | 0.74                                  | 0.78                                  |
|       | H 150×150 | 1.92                                | 1.38                                | 0.42                                  | 0.78                                  | 0.77                                  |
| v     | H 125×125 | 1.25                                | 1.17                                | 0.56                                  | 0.76                                  | 0.77                                  |
|       | H 150×150 | 1.18                                | 1.06                                | 0.58                                  | 0.77                                  | 0.78                                  |
| 平均    |           | 1.43                                | 1.47                                | 0.48                                  | 0.72                                  | 0.75                                  |

表一七 支保工断面特性の最大圧縮応力に及ぼす影響 ( $|\lambda_k|=0.25$  ( $k=A, B$ ))

| 支保工種類           | 施工断面<br>(高さ×幅)<br>(m)×(m) | $\frac{S_b}{S_1}$ | $\frac{W_{xb}}{W_x}$ | $\frac{I_{xb}}{I_x}$ | $\frac{\sigma_1^{(1)}}{\sigma_b^{(1)}}$ | $\frac{\sigma_1^{(2)}}{\sigma_b^{(2)}}$ | $\frac{\sigma_1^{(3)}}{\sigma_b^{(3)}}$ |
|-----------------|---------------------------|-------------------|----------------------|----------------------|---|---|---|
| i               | 4.3×11.0                  | 1.58              | 2.15                 | 2.88                 | 1.59                                    | 1.57                                    | 1.78                                    |
| ii              | 6.7×10.4                  |                   |                      |                      | 1.40                                    | 1.45                                    | 1.79                                    |
| iii             | 8.5×10.4                  |                   |                      |                      | 1.40                                    | 1.45                                    | 1.79                                    |
| 平均 (i, ii, iii) |                           |                   |                      |                      | 1.46                                    | 1.49                                    | 1.79                                    |
| iv              | 2.9×5.7                   | 1.32              | 1.61                 | 1.94                 | 1.44                                    | 1.24                                    | 1.54                                    |
| v               | 6.6×5.3                   |                   |                      |                      | 1.27                                    | 1.34                                    | 1.41                                    |
| 平均 (iv, v)      |                           |                   |                      |                      | 1.36                                    | 1.29                                    | 1.48                                    |

表一七は、支保工断面寸法の大きさが最大圧縮応力に及ぼす影響を示す表である。ここに  $S, W_x$  および  $I_x$  は、それぞれ形鋼の断面積、 $x$  軸に関する断面係数および断面 2 次モーメントで、これらの添字  $b$  は表一五の支保工の各種類のうちで、大きい断面、また  $1$  は小さい断面の形鋼を、それぞれ示している。いま、枠間を考慮して同一重量になるように大小のある断面寸法の支保工を施工した場合を仮定し、その力学的な有効性を検討するには、比率  $\sigma_1/\sigma_b$  と比率  $S_b/S_1$  との大小を比較すれば 1 つの目安が得られる。すなわち支保工重量は断面積に比

例するから、 $\sigma_1/\sigma_b$  が  $S_b/S_1$  より大きければ、断面の大きい方の形鋼が有効であるといえる。表一七からわかるように、両側荷重と片側荷重の場合は概して、 $\sigma_1/\sigma_b$  が  $S_b/S_1$  とほぼ等しいか、やや小さいのに対し、天井部分荷重の場合は、 $\sigma_1/\sigma_b$  が  $S_b/S_1$  よりかなり大きいことが認められる。これらのことから、集中的な荷重が作用する場合は、断面寸法の大きい形鋼が有利であることは明らかである。しかしその他の場合は、そうも

いえないことがわかる。

表一八は、形鋼の許容応力を  $1820 \text{ kg/cm}^2$  (2.3) としたときの許容土荷重の高さを  $|\lambda_k|=0.25$  と  $\lambda_k=0$  の 2 つの場合について示したものである。これらの値は最大圧縮応力の逆数に比例するから、最大圧縮応力で述べた検討事項はそのまま成立する。次に  $\lambda_k$  の違いによって、許容土荷重の高さが大きく変動するのは、i と iv の支保工であることが注目される。図一11, 12, 13 からその理由を検討すると、これらの支保工は脚端の移動方向が水平でなく、斜めになっていることに原因しているように考えられる。すなわち 図一11, 12, 13 を参照すると、脚端の支保工軸線が水平線に対して垂直でない場合、支保工の最大圧縮応力に対して偏心率  $\lambda_k$  が大きく影響することがわかる。

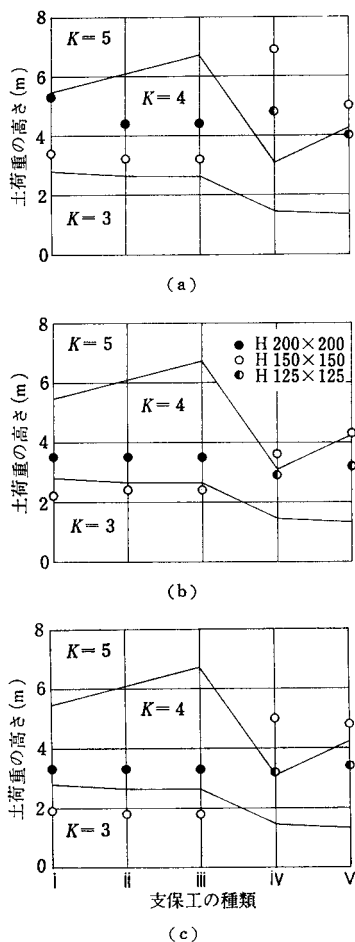
さらに v のように脚長の支保工は、通常脚部の座屈によって破壊することが多く経験される。このような支保工に対しては、上記のような形鋼の許容応力と最大圧縮応力との比較のみによって、破壊土荷重の高さを決定することは不十分である。しかしこの問題については稿

表一八 脚端偏心率の許容土荷重の高さに及ぼす影響 ( $k=A, B$ )

| 支保工種類 | 形鋼種類      | 許容土荷重の高さ (m)       |     |                    |     |                    |     |
|-------|-----------|--------------------|-----|--------------------|-----|--------------------|-----|
|       |           | 両側荷重               |     | 片側荷重               |     | 天井部分荷重             |     |
|       |           | $ \lambda_k =0.25$ | 0   | $ \lambda_k =0.25$ | 0   | $ \lambda_k =0.25$ | 0   |
| i     | H 150×150 | 3.4                | 3.8 | 2.2                | 2.2 | 1.9                | 1.9 |
|       | H 200×200 | 5.3                | 6.5 | 3.5                | 3.3 | 3.3                | 3.3 |
| ii    | H 150×150 | 3.2                | 3.2 | 2.4                | 2.4 | 1.8                | 1.8 |
|       | H 200×200 | 4.4                | 4.5 | 3.5                | 3.5 | 3.3                | 3.3 |
| iii   | H 150×150 | 3.2                | 3.2 | 2.4                | 2.4 | 1.8                | 1.8 |
|       | H 200×200 | 4.4                | 4.4 | 3.5                | 3.5 | 3.3                | 3.3 |
| iv    | H 125×125 | 4.8                | 6.0 | 2.9                | 2.8 | 3.2                | 3.3 |
|       | H 150×150 | 6.9                | 8.9 | 3.6                | 3.4 | 5.0                | 5.0 |
| v     | H 125×125 | 4.0                | 4.0 | 3.2                | 3.1 | 3.4                | 3.4 |
|       | H 150×150 | 5.0                | 5.1 | 4.3                | 4.3 | 4.8                | 4.8 |

を改めて論ずることとする。

トンネル支保工に作用する荷重については、地質、初期地山応力、トンネル断面の大きさ、さらには支保工の施工方法に関係して、千差万別の様相を呈する。したがって、岩盤との関連によって、どのような鋼枠支保工を設計すべきかは困難な問題といえる。しかし一応の目安を得るため、テルツァギによって提案された支保工に作用する土荷重の表<sup>1),2),9)</sup>に示す岩盤状態  $K$  とトンネル掘削断面の幅と高さによって決まる、ゆるみ高さ（土荷重の高さ） $h$  と、本計算法による許容土荷重の高さとを比較することによって、適当な支保工の形鋼断面寸法を検討すると、図—15 のようになる。なお、ゆるんだ岩盤の比重量は  $2.7 \text{ t/m}^3$ 、支保工の建込み間隔は  $1 \text{ m}$  と仮定する。図—15 の各 2 本の折線は、テルツァギの方法による岩盤状態別推定土荷重の高さの上限または下限



図—15 テルツァギの提案による土荷重の高さと支保工の許容土荷重の高さとの関係 [(a) 両側荷重, (b) 片側荷重, (c) 天井部分荷重 ( $\lambda_k=0.25$  ( $k=A, B$ )),  $K$  はテルツァギの支保工に作用する土荷重の表の岩盤状態 (1~9)]

を示している。まず 図—15 (a) に示すように、両側荷重が支保工に作用する場合、支保工 i, ii, および iii のタイプの支保工に対して、 $K=3$  まで  $H 150 \times 150$  で十分安全で、 $K=4$  の場合  $H 200 \times 200$  を採用してよいと考えられる。また、iv および v のタイプの支保工に対しては、 $K=4$  まで  $H 125 \times 125$  で十分安全であり、 $K=5$  に対して  $H 150 \times 150$  を採用してよいと考えられる。次に 図—15 (b), (c) には、それぞれ片側荷重および天井部分荷重に対する場合が示されている。しかしこれらの図に示す結果は一応の目安を示すものであるが、さらに支保工 v の座屈現象や頂部接合部の強度に対する検討が望ましい。

## 7. 結 言

トンネル鋼アーチ支保工の耐荷重強度を計算によって決定する方法を研究し、新しい計算方法を得た。さらに本計算法を用いて、鋼アーチ支保工設計に資するために、2, 3 の基礎事項について検討した。その結果は次のようである。

(1) 支保工に主働荷重が作用すると、支保工の岩盤側への変形が拘束されるため、受働荷重が発生する原理に基づいて受働荷重を求め、さらにこの受働および主働荷重によって支保工に生ずる応力および変形を計算し、耐荷重強度を決定する新しい方法を得た。このとき支保工の脚端や頂部接合部には独自の力学的表示法を用いることにより、支保工を静定構造物として取扱った。その結果、本計算法は、国鉄や土木研究所で実施された実物大模型実験の結果に、かなりの精度をもって一致させることができた。

(2) 偏荷重や集中荷重が作用したとき、受働荷重は、全荷重が対称分布荷重に近づくように発生する傾向は認められるが、Proctor らの計算方法のように、まったく対称分布荷重にならないことを示した。

(3) 多点載荷のもとにおける支保工の弾性限内の応力や変形などの実験は、主働および受働荷重が同時に作用するブロックポイントが存在するため、実験を難しくしてきたが、本計算法を適用することによって、この困難を解決できることを示した。

(4) 一定の主働荷重のもとに支保工に発生する応力は、形鋼断面の寸法によってその分布状態はあまり変化しない。しかしその大きさは、形鋼寸法が大きくなれば減少するが、その程度は支保工の形状や主働荷重の状態などでまちまちである。

(5) 支保工の耐荷重を増大させるには、形鋼断面寸法を大きくする方法と枠間を密にする方法とがあるが、これらの有効性を比較すると、集中的な主働荷重分布に

対しては前者が有利といえるが、偏圧的あるいは均等圧的な主働荷重分布に対しては有利とはいえない。

(6) テルツァギの提案した支保工に作用する推定土荷重の高さと、本計算法で求めた支保工の許容土荷重の高さとを比較して、種々の岩盤状態に適するH形鋼支保工の大体の断面寸法の目安を示した。

謝 辞：終りに本研究を遂行するにあたり、建設省土木研究所トンネル研究室長 村上良丸氏（現・宮崎大学教授）をはじめ、同所の多くの方々から賜わったご支援ならびにご助言に対して心から謝意を表する。

#### 参 考 文 献

- 1) Proctor, R.V. and T.L. White : Rock Tunneling with Steel Supports, The Commercial Shearing & Stamping Co., 1946.
- 2) 坂本貞雄：トンネルの鋼アーチ支保工に関する研究，土木学会論文集，No. 88, 1962.
- 3) 坂本貞雄：トンネル鋼アーチ支保工，山海堂土木ライブラリー 26, 1964.
- 4) 坂本貞雄・伊吹山四郎：トンネル用鋼アーチ支保工の強度について，第3回土木学会トンネル工学シンポジウム，1966.
- 5) 岡 行俊・松本義雄・平松良雄：地圧によって坑道枠に生ずる応力，日本鉱業会昭和43年度春季大会講演，日本鉱業会誌，Vol. 84, No. 959, pp. 267~268, 1968.
- 6) 長 尚・長友成樹・村上良丸：トンネルの鋼アーチ支保工の解析，土木学会論文報告集，No. 165, 1969.
- 7) 長 尚：基礎の条件を考慮したラーメンの解法，理工図書，1972.
- 8) Chou, T. : Evaluation of function of passive load for tunnel lining, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1, 1977.
- 9) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説，昭和52年度版，1977.
- 10) Matsumoto, Y., S. Sakamoto and Y. Oka : Fundamental investigation on design of tunnel steel arch supports, Memoirs of the Faculty Engineering, Kyoto University, Vol. XLII, Part 2, pp. 197~208, April 1980.

(1979.11.16・受付)