

土 木 研 究 所 資 料

トンネルの支保構造に関する研究報告

昭和56年6月

建設省土木研究所

道路部トンネル研究室

Copyright © 1981 Fiscalyear by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

本報告書は、土木研究所道路部トンネル研究室がトンネルの支保構造物としての鋼アーチ支保工、コンクリート覆工、ロックボルト及び吹付けコンクリートについて実施した載荷試験等の結果をもとに各支保工の力学的挙動を検討し、トンネル掘削に伴う地山挙動との関連を踏まえて支保工の選択および設計に当たりの基本的な考え方を体系的に取纏めたものである。

今後さらに増加が見込まれるトンネル建設の需要に対して、より合理的かつ経済的で質の良いトンネルを提供するためにトンネル支保構造の設計基準を確立することが急務であり、本報告がその一助となれば幸甚である。

道路部 前トンネル研究室長 今 田 徹

トンネル研究室長 水 谷 敏 則

目 次

第1章 序 論	1
第2章 地山の安定問題と支保構造物	5
2.1 トンネル掘削による応力の再配分	5
(1) 弾性体における円孔周辺の応力	6
(2) 弾性範囲を超えた領域での問題	10
2.2 トンネルに作用する荷重に与える地山の不連続の影響	24
2.3 トンネルに作用する土質力学的荷重	39
2.4 地山の安定と支保構造物についての総括	41
第3章 支保工載荷実験装置	43
(1) 反 力 枠	43
(2) 載荷ジャッキ	44
(3) 油圧系統	44
(4) 載荷重計測	46
第4章 鋼アーチ支保工 載荷実験	49
4.1 鋼アーチ支保工	49
(1) 載 荷 点	49
(2) 供 試 体	53
(3) 載 荷 重	61
(4) 実験の種類	65
(5) 載荷方法	67
(6) 測定項目	73
(7) 実験結果	73
4.2 鋼アーチ支保工の力学的性質	74
(1) 力学的構造	74
(2) 耐 荷 力	94
4.3 鋼アーチ支保工の特性に関する結論	107
第5章 コンクリート覆工	109
5.1 コンクリート覆工載荷実験	109
(1) 実験項目	109
(2) 供 試 体	111
(3) 載 荷 重	116
(4) 載荷方法	116
(5) 計測項目	117

(6) 実験結果	117
5.2 コンクリート覆工の性質	119
(1) 破壊の形態およびクラックの発生状況	119
(2) 無筋コンクリート覆工の耐力	127
(3) 鋼アーチ支保工が覆工の強度に与える影響	131
(4) 2重覆工の強度	133
(5) ブロック状覆工の強度	134
(6) 拱頂部の巻厚不足の影響	136
(7) 鉄筋コンクリート覆工	137
(8) 受働荷重の発生状況	138
(9) 変形	142
(10) 応力・歪	144
5.3 コンクリート覆工の特性に関する結論	144
第6章 ロックボルト	147
6.1 圧縮供試体モデルによる全面接着型ロックボルトの効果実験	148
6.2 円形トンネルモデルによる接着型ロックボルトの効果実験	152
6.3 計算によるロックボルトの効果の検討	160
6.4 接着型ロックボルトの作用効果に関する結論	163
第7章 吹付けコンクリート	167
7.1 吹付けコンクリートの全体安定効果についての検討	168
7.2 吹付けコンクリートの作用機構に関する結論	173
第8章 結 論	177
8.1 鋼アーチ支保工の特性	177
8.2 コンクリート覆工の特性	178
8.3 全面接着型ロックボルトの作用効果	178
8.4 吹付けコンクリートの作用機構	179
8.5 支保工の選定基準	179
8.6 支保工の設計の基本的考え方	182
(1) 鋼アーチ支保工	182
(2) コンクリート覆工	183
(3) ロックボルト	183
(4) 吹付けコンクリート	185
第9章 ま と め	187
謝 辞	189

第1章 序 論

トンネルの支保工や覆工などの支保構造物の設計は、作用する荷重の推定の不確実さと、支保構造物と地山の相互作用など力学的な挙動の不明確さなどのため、構造力学的な設計手法の採用になじまず、実績にもとづく経験的手法が用いられている。すなわち、定性的表現で5段階程度に区分される地山分類と支保構造物の諸元とが直接関連づけられ、地山分類が行われると支保構造物の設計が決まるような標準化が各発注機関ごとに行われている。地山の力学的な特性の把握の困難さを考慮すると、このような手法は現実的な対応であると考えることができる。

しかし、支保工や覆工の現実の挙動を見ると、支保工の変状、倒壊や覆工の圧潰などが少なくなく、また一方では、荷重がほとんど作用していないと考えられ経済化が可能と判断される場合もある。したがって、構造力学的な立場から、より合理的な設計手法を確立し、条件に適合した経済的で安全な構造物とする必要が認められる。

従来からトンネルの支保構造については多くの研究が行われ、また、種々の考え方が提案されている。これらの研究や検討の中で、トンネルの支保構造の問題に対するアプローチの方法は大きく2つに分けることができる。第1は現実の支保構造物の挙動の観察から出発して、支保構造物を地上構造物と同様に荷重とその荷重に対する応答の問題として取扱う方法で、第2はトンネル掘削に伴う地山の応力の再配分という面から検討を行う方法である。

第1の方法は¹⁾Bierbaumer, ²⁾Kommerellの方法に代表されるように土圧論の適用ないし緩み領域の想定から荷重を求めようとする方法であり、これは³⁾Terzaghiやプロトジャコフの方法のように地質分類と関連させたより現実的な方法へと発展した。さらにこの流れは、最近の⁴⁾Barton や⁵⁾Bieniawskiの方法のように地質を定性的な表現のみでなく、岩質、地質構造、節理の間隔および方向、湧水の状況などによって指標化し、実測荷重との相関から荷重を推定する方法ないし、直接必要とする支保構造と関連付ける方法へと進展している。考え方の基本とするところは、掘削のゆるみに伴う領域の地山重量が荷重として作用する、あるいは、このような荷重に置き替えて、支保構造を荷重とその応答として検討しようとするものであると考えることができる。

第2の方法は、簡単な形状のトンネルと簡単な応力状態の場合に限られてはいるが、⁶⁾Yamaguti、⁷⁾安蔵、⁸⁾Mindlin、⁹⁾岡本、¹⁰⁾Yu、らによって弾性体地山中の応力の再配分が、また、¹¹⁾Fenner、¹²⁾Kastner、¹³⁾Duvall、¹⁴⁾Egger、らによって弾塑性体におけるトンネル掘削による応力の再配分の問題が検討されている。さらに最近では電子計算機の発達によって複雑な形状、複雑な地山特性の場合についても解析が可能になってきている。しかし、この方法の現場への適用については、地山物性値の把握、評価など多くの問題が残されている。

トンネル支保構造物の問題では、地山と支保構造物との相互作用が重要な課題となるが、第1の荷重として評価する方法では、支保構造物を弾性体である地山に支持された構造物と考えて解析する手法が用いられることが多く、第2の方法では、支保構造物の作用を地山に対する内圧効果として評価する場合が多い。

前者の方法は、Schmidt¹⁵⁾を始めとして最近では Paul¹⁶⁾らによって検討されている。後者は、Rabcewicz¹⁷⁾、¹⁴⁾Eggerらによって研究されている。これらの取扱いでは、支保構造物は理想化された形になっており、支保工と地山の接触の状況や支保構造物の詳細な挙動は反映されていない。

実際の支保構造物の設計では、支保構造物が荷重に対してどのように挙動し、それがどのように地山の安定に効果を与えるかあるいはどのような機構で地山を支持するかを明らかにする必要があるが、支保構造物自体の挙動について検討したものは少なく、アーチ状の支保構造に対しては、石造アーチの理論または Proctor & White¹⁸⁾の方法が適用される例が多く、実証的研究では鋼アーチ支保工に関する坂本¹⁹⁾の研究、Paul¹⁶⁾らによる Illinois 大学の円形覆工に関する研究がある程度であり、鋼アーチ支保工の耐荷力あるいはコンクリート覆工の耐荷力などについては十分に明らかにされていない状態にある。さらに、ロックボルトや吹付けコンクリートについては、Panek²⁰⁾、Lang²¹⁾、Feder²²⁾、Mahar²³⁾などによって検討されているが多くの問題が残されている。

トンネル構造物の合理的な設計では、トンネル掘削に伴う地山の挙動と支保構造物の挙動とが整合するようにすることが必要であり、そのためにはまず、支保構造物の力学的挙動を明らかにしなければならない。

本報告は、この目的のために、現在広く使用されている支保構造物である鋼アーチ支保工、コンクリート覆工、ロックボルトおよび吹付けコンクリートについて、実験的、理論的検討から力学的な特性を明らかにするものである。従来支保構造物の設計は緩み荷重の概念に基づいて行われていたため、支保構造物の力学的挙動は主として耐荷能力について検討され、地山との整合性を検討する場合に重要な変形能力については考慮されていなかった。本報告においては耐荷能力とともに変形能力についても着目し、各支保工の地山との整合性を考慮した選択基準を明らかにして、従来経験にたよっていた支保工の選択に合理的な根拠を与えるとともに設計の考え方を示すものである。

まず、本報告では支保構造物の検討の前提条件として、トンネルの掘削による地山の挙動について、すでに提案されている式を用いて、地山の強度定数の変化に伴う影響を系統的に整理するとともに、落盤の実績等の整理と考察から、支保構造物を検討する際の条件を整理した。その結果、支保工の検討では、変位に独立な荷重（緩み荷重）と地山変位と関連する荷重を分けて考えることとした。

鋼アーチ支保工およびコンクリート覆工の検討は支保工載荷実験装置を用いて行い、弾性範囲のみでなく、破壊に至る過程の挙動を含めて検討した。鋼アーチ支保工やコンクリート覆工のようにアーチ構造の支保工では、地山との相互作用が重要であるが、本報告においてはこの点を考慮して、従来の荷重パターンを想定した実験のみでなく、受働荷重の発生機構を含めた実験を行った。実験に用いた支保工載荷実験装置は、これらの実験のために特に設計した装置で、実大供試体の実験を行うことができるものである。実験装置は、多点載荷に伴って生ずる載荷点相互の干渉を除き、一定の載荷パターンで載荷するための機構と受働荷重実験を行うための工夫が施されたことを特徴とするものである。

ロックボルトの検討では、作用効果の解明が遅れている全面接着型のロックボルトについて、地山の破壊後の挙動に与えるロックボルトの効果について着目して、圧縮供試体モデルおよび円形供試体モデルに

よる実験を行うとともに、有限要素法による解析を行って、ロックボルトの地山安定効果を求めた。

吹付けコンクリートの検討では、従来のような三角目による岩塊の落下防止というような局部的な効果のとらえ方ではなく、全体としての安定効果を付着力モデルと軸力モデルに分けて検討し、吹付けコンクリートの作用効果、設計の考え方、変形に対する対応能力を示した。

最後に本報告の結論として、以上の各支保工の力学的挙動の検討結果と前提条件としてのトンネル掘削に伴う地山挙動との関連を踏まえて、支保工の選択基準を緩み荷重と変位荷重の観点から分類整理し、各支保工の設計手法の基本とともに体系化した。これにより、従来の鋼アーチ支保工とコンクリート覆工の組合せというトンネル構造から、最近のロックボルトと吹付けコンクリートの技術の進歩とともに、より合理的なトンネル構造の選択と設計の基礎を与えるものである。

参 考 文 献

- 1) Bierbaumer, "The Art of Tunnelling" by K. Széchy, p.p. 214~217, Akadémiai kiadó, 1973
- 2) Kommerell, "Statische Berechnung von Tunnelbauerwerk", 1940
- 3) Terzaghi, K., "Rock Defects and Loads on Tunnel Support" Rock Tunneling with Steel Supports, eds. R.V. Proctor and T. White, Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, 1946
- 4) Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., "Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support" Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, 1974
- 5) Bieniawski, Z. T., "Engineering Classification of Jointed Rock Masses" Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, No. 12, 1973
- 6) Yamaguti, S., "On the Stress around a Horizontal Circular Hole in a Gravitating Elastic Solid" Journal of the Civil Engineering Society of Japan, Vol. 15, 1929
- 7) 安 蔵 善之輔, "水平地表面に接して一円形孔を持った重力体中の応力について" 九州大学工学叢報, 12, 3, 1938
- 8) Mindlin, R. D., "Stress Distribution around a Tunnel" Trans. Amer. Soc. Civ. Engers, 105
- 9) 岡 本 舜 三, "素掘坑の強さに関する弾性学的考察" 土木学会論文集 3 1949
- 10) Yu, Y., "Gravitational Stresses on Deep Tunnels" Journal of Appl. Mech. Dec. 1952
- 11) Fenner, B. R., "Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks" Gluckauf, Nr. 32, Aug. 1938 und Nr. 33, Aug. 1938

- 12) Kastner, H., "Statik des Tunnel - und Stollenbaus " Springer-Verlag, 1962
- 13) Duvall, I. R., and Obert, L., "Rock Mechanics and the Design of Structure in Rock " John Wiley & Sons, Inc. 1976
- 14) Egger, P., "トンネル支保工におよぼす破壊後の岩盤の影響" 海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料の調査研究報告書 日本トンネル技術協会, 1978
- 15) Schmidt, H., "Statische Probleme des Tunnel und Druckstollenbaues " Springer, Berlin, 1926
- 16) Paul, S. L. et al., "Research to Improve Tunnel Support Systems" Univ. Illinois, June 1974 UILU - ENG - 74-2016
- 17) Rabcewicz, L. V. "Stability of Tunnels under Rock Load " Water Power June, July and Aug., 1969
- 18) Proctor, R. V. and White, T., "Rock Tunneling with Steel Supports " Commercial Shearing Co., Youngstown Ohio, 1946
- 19) 坂本 貞雄 "トンネル鋼アーチ支保工の設計・施工について" 第1回トンネル工学シンポジウム, 土木学会, 1962
- 20) Panek, L. A., "Theory of Model Testing as Applied to Roof Bolting " U. S. BurMines Rept. Invest., 5154, 1956
- 21) Lang, T. A. "Rock Behaviour and Rock Bolt Support in Large Excavations " Symp. on Underground Power Station, ASCE Power Division, Oct. 1957, New York
- 22) Feder, G. "Zur Wirkungsweise der Systemankerung von Hohlraumbauten in Isotropen Festem " Berg und Huttenmanische Monatshefte, Nr. 6, 1976
- 23) Mahar, J. W. et al. "Shotcrete Practice in Underground Construction " Univ. of Illinois, UILU-ENG 75-2018, Aug., 1975

第2章 地山の安定問題と支保構造物

トンネルの支保構造物の目的は、トンネルが掘削された地山を安定化させ、トンネルとして必要な空間を保持することにある。地山の安定の問題は地山の力学的な特性とトンネルが掘削される場所における応力状態（初期地山応力）並びに支保構造物の特性および施工順序等の施工法に左右される。前2者はルート選定の場合以外は選択の余地のない自然条件であり、後2者は、適宜選択の可能な人為的条件である。すなわち、トンネルは地山と支保工の相互作用によって安定が保たれるので、支保構造物の問題は、与えられた自然条件のもとで、いかに支保構造および施工法を選択していくかの問題である。したがって、支保構造物の検討にあたっては、トンネル掘削によって地山がどのように挙動するかを把握しておくことがまず必要で、その過程の中で支保構造物が地山の安定にどのような影響を持つか調べ、支保構造物の力学的な特性との関連のもとに、支保工の選択と施工順序を決定していかなければならない。

まず、支保構造物を検討するための前提条件としてのトンネル掘削によるトンネル周辺地山の挙動について検討する。

2.1 トンネル掘削による応力の再配分

トンネル掘削による応力の再配分の問題は、トンネルの安定を検討する場合の最も基本となるものである。なぜなら、トンネルを構成する材料は地山そのものであり、トンネル掘削によってトンネル周辺地山が安定であるか否かが、支保構造物の選択に影響を与えるからである。トンネルの支保構造物はトンネルの安定を得るための補助的な構造物と考えるのが妥当である。

トンネルを掘削すると初期地山応力がどのようにトンネル周辺の地山に再配分されるかの問題は、地山の力学的な性質との関連のもとに検討されなければならないが、地山の力学的な性質は多様で極めて複雑であり、また、実際問題としてそれを測定し評価するための現状における知見は限られているので、理想化された力学モデルで検討せざるをえない。トンネルの応力の再配分は切羽を含めた3次元の力学モデルでの検討が望ましいが、3次元の解析の困難さと検討の目的から当面は2次元的な検討を行うのが適当である。また、トンネルが掘削される地山の成層状態や力学的不連続面などの幾何学的な構成を応力再配分の検討になじむ程度の精度で把握することは非常に困難であって、この点からも検討モデルの理想化は必要である。

トンネル周辺の応力の再配分については、弾性材料円形トンネルについてYamaguti²⁾、Schmidt³⁾、Mindlin⁴⁾などによって、また、楕円、円形の隅角部を有する矩形など単純な曲線で示されるトンネル形状については、Greenspan⁵⁾、Brock⁶⁾、Yu⁷⁾らによって取扱われている。完全弾塑性材料円形トンネルについては、Kastner⁸⁾、Egger⁹⁾、Obert¹⁰⁾らによって解かれている。また、近年ではFEM解析技術の進歩によって、複雑な材料特性を有する地山の複雑な形状のトンネルについても解析が比較的容易になってきており、弾塑性材料中の3心円構造のトンネルなどについても応力解析¹¹⁾がなされるようになってきている。しかし、地山の力学的特性をどのようにモデル化するかという問題については必ずしも解決されておらず、いたずらに複

雑なモデルを仮定しても実用的な点において意味があるかどうかは疑問のある場合が少なくない。

トンネルの掘削が応力の再配分にどのような影響を与えるかを調べ、支保構造物がどのように影響するかを概観するためには、複雑なモデルで検討するよりも単純なモデルを用いる方が望ましく、かつ理解しやすいと考えられるので、以下にトンネル断面を円形と仮定し、応力再配分の特性について考察する。

(1) 弾性体における円孔周辺の応力

弾性体中の円孔周辺の応力分布については、自重を考慮した解がMindlinらによって解かれているが、自重にもとづく円孔周辺の応力差の影響は地表から深くなると小さくなることから、ここでは、単純に一樣な応力を受ける弾性体中の円孔として取扱うこととする。この場合の応力はKirschによって解かれており、図-2.1に示す記号を用いると次式で表わされる。

$$\sigma_r = \frac{p_v}{2} \left\{ (1+\lambda) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-\lambda) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_v}{2} \left\{ (1+\lambda) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-\lambda) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right\} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{p_v}{2} (1-\lambda) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \dots\dots\dots (2.3)$$

ただし、 p_v ：鉛直方向初期地山応力

p_h ：水平方向初期地山応力

λ ：側圧係数 $p_h = \lambda p_v$

a ：トンネルの半径

r ：トンネル中心からの距離

θ ：水平位置からの角度

σ_r ：半径方向応力

σ_θ ：接線方向応力

$\tau_{r\theta}$ ：剪断応力

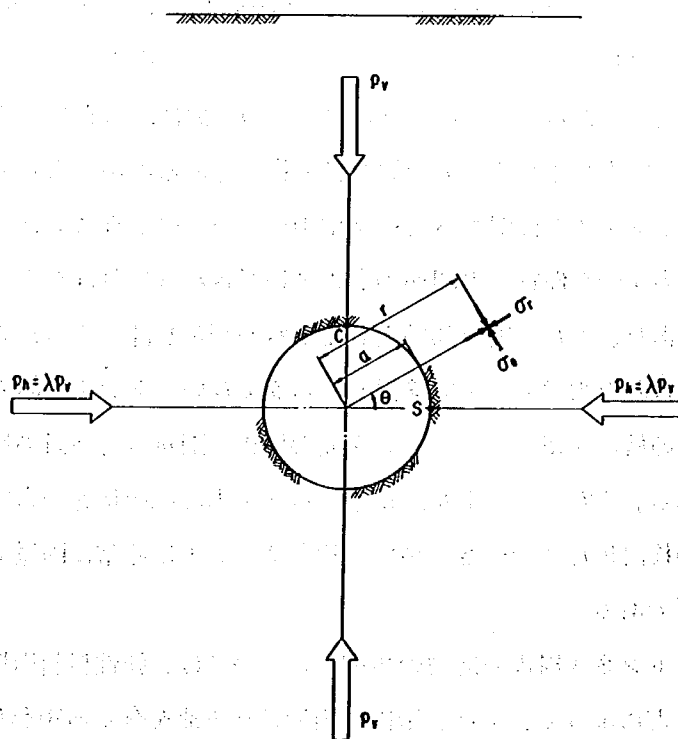


図-2.1 円孔周辺の応力

式-(2.1)～式-(2.3)は一樣

な地山でトンネル周辺の応力が地山の

強度に達しない場合に成立するもので

あるが、最も基本であるのでトンネル

壁面でどのような応力状態になるのか

を調べる。応力状態を調べるにあたっ

ては、初期地山応力の仮定が必要であ

るが、ここでは、限界的な条件として側圧係数 λ が0と1の場合について取扱うこととする。

トンネル壁面の接線方向応力は式-(2.2)から

$$(\sigma_{\theta})_{r=a} = -\frac{p_v}{2} \left\{ 2(1+\lambda) + 4(1-\lambda) \cos 2\theta \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

となるから

$\lambda = 0$ の時は

$$\text{側壁} (\theta = 0, \text{S点}) \text{で } \sigma_{\theta} = 3p_v \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\text{天端} (\theta = \frac{\pi}{2}, \text{C点}) \text{で } \sigma_{\theta} = -p_v \dots\dots\dots (2.6)$$

$\lambda = 1$ の時は

$$\text{トンネル全周すべての点で } \sigma_{\theta} = 2p_v \dots\dots\dots (2.7)$$

となる。すなわち、円形トンネルの掘削面には $-p_v$ から $3p_v$ の範囲の応力が作用することになる。もし、地山の強度がこれらの応力よりも大きいならば、力学的には安定であり支保構造物は必要としない。しかし、実際には岩石の力学的不連続面などの影響で緩み荷重が生ずることがあるので、支保構造物が必要となることが多いが、これは後に論ずることとする。さて、岩盤は引張強度が小さく、圧縮強度の $1/5 \sim 1/20$ 程度であるから引張応力がまず問題となる。そこで、式 (2.4) において常に $\sigma_{\theta} > 0$ の条件を求めると

$$\lambda > \frac{1}{3} \dots\dots\dots (2.8)$$

となる。弾性体という仮定のもとでは側圧係数 λ は

$$\lambda = \frac{\nu}{1-\nu} \dots\dots\dots (2.9)$$

ただし、 ν : Poisson比

で表わされるから

$$\frac{\nu}{1-\nu} > \frac{1}{3} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\nu > 0.25 \dots\dots\dots (2.11)$$

となる。すなわち、 ν が 0.25 よりも大きい場合は円形トンネル周辺の地山に引張が作用することはないという結果になる。岩石の Poisson 比は通常 0.2 ～ 0.35 ぐらいにあるので、引張が作用する場合もあるが、多くの場合は引張が作用しないと考えることができる。一般に側圧係数は Poisson 比より求めたものよりも大きい場合が多く、硬岩の場合で 0.5 ～ 0.8、軟岩の場合で 0.8 ～ 1.0 と考えられているから、引張亀裂が発生する例はほとんどなく、引張による破壊がトンネルの安定に大きな影響を持った事例は報告されていない。これは、たとえ引張亀裂が発生しても、引張亀裂は地山の持っている力学的な不連続面の影響で断ち切れ伝播する範囲に限られることも引張亀裂の安定に与える影響を少なくしているものと考えられる。しかし、トンネルの掘削において引張り亀裂が全く見られないというわけではなく、国道253号儀明第2トンネルでは側壁部に写真-2.1に示すような引張亀裂と考

えられるような亀裂が見られた。
このトンネルは西山層の砂岩、泥岩の互層で構成されるが、この地域は強い褶曲などの地質構造的な力を受けており、図-2.2に示すようにトンネルが比較的浅いことから水平方向の初期応力が鉛直方向の初期応力にくらべて著しく大きいために生じた現象であると解釈できる。このトンネルではこの亀裂が原因と考えられる障害は発生しなかったが、天端部の地山の押し出しが原因と見られる覆工の亀裂が生じ、安定性について観察されたが、進行が落ち着いたのでその後問題とはなっていない。

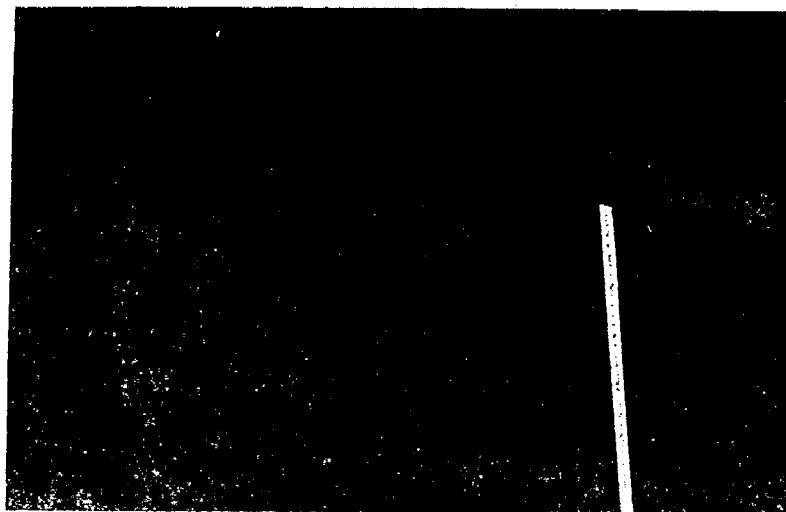
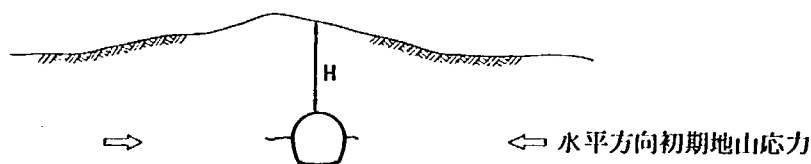


写真-2.1 儀明第2トンネルの側壁部に生じた亀裂



“比較的被り H が少ないため地質構造的な水平力が卓越し、側壁部に亀裂が生じた。”

図-2.2 側壁部に引張亀裂の生じた原因の1つの考え方

次に圧縮応力については、円形トンネルであるとして最大 $3p$ までの応力が作用すること

になるが、この値が地山の強度以下であれば後に述べる緩みの問題を除いてトンネルの安定上問題はないことになる。圧縮強度を越えると山はねや塑性領域の発生というような現象を生じる。これらについては後に検討することとして、支保構造が与えるトンネル周辺応力への影響を調べる。これを調べる場合には初期応力状態を仮定する必要があるが、検討の目的が支保構造の影響を概念的に調べることにあるので、 $\lambda = 1$ の状態を仮定することにする。こう仮定することによってトンネル周辺の応力分布は厚肉円筒の式を用いて検討できる。内圧 p_i 、外圧 p_o を受ける内径 a 外径 b の厚肉円筒の接線方向応力 σ_θ は

$$\sigma_\theta = \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{p_i a^2 - p_o b^2}{b^2 - a^2} \dots\dots\dots (2.12)$$

で表わされる。トンネルの掘削面における応力は $r = a$ 、 $b \rightarrow \infty$ として、また、 $p_o = p_v$ に置き換えて、

$$\sigma_\theta = 2 p_v - p_i \dots\dots\dots (2.13)$$

となる。この式の意味するところは、支保工が内圧として p_i を与えたとしても、トンネル掘削面の応力 σ_θ は p_i 分しか減少しないということである。支保構造物が与えることのできる p_i の大きさは後に詳細に述べるが、鋼アーチ支保工の場合最大で 10 t/m^2 、コンクリート覆工の場合で 100 t/m^2 程度

のものであり、一般の岩盤の強度と比べると非常に小さな値で、支保構造物が内圧を作用させるとい
う効果からトンネル周辺応力の値を減じ、地山の強度以下に応力値を保って地山を安定化する効果は
ほとんど期待できないものと考えることができる。

次に、トンネルの建設上の問題として、応力的に安定であるとともに、変形が一定値以下であるこ
とも必要である。変形量は、支保構造物の剛性との関連で非常に重要な問題であり、後に詳述するが、
ここでは、再配分された応力の値が地山の強度以下の場合に変形が問題になる可能性があるかどうか
のみについて検討する。簡単のために式-(2.12)の条件である $\lambda = 1$ の場合の円孔トンネルの掘
削面の変位 u ¹⁰⁾は、

$$u = \frac{1 + \nu}{E} \cdot a \cdot p_v \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

で表わされる。トンネル掘削面の応力が地山の強度 σ_c になるときの p_v は式-(2.7)から

$$p_v = \frac{\sigma_c}{2} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

となるから、式-(2.14)に代入して、変位をトンネルの半径で無次元化すると

$$\frac{u}{a} = \frac{1 + \nu}{2} \cdot \frac{\sigma_c}{E} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

となる。岩石の破壊あるいは降伏時の歪すなわち $\frac{\sigma_c}{E}$ の値は表-2.1に示す程度の値であり、0.1 ~
0.7 %程度の範囲である。したがって、 $\frac{u}{a}$ の値は0.1 ~ 0.7 %の範囲である。 $\frac{u}{a} = 1\%$ で径10 mの
トンネルでは5 cmの変位(内径変化10 cm)となるが、通常この程度の値は、支保構造物を施工する

表-2.1 岩石の圧縮破壊時の歪

岩 石	圧縮強度： σ_c kg/cm ²	ヤング率： E kg/cm ²	破壊時の歪 σ_c/E	ポアソン比： ν
花 崗 岩	1662	5.6×10^5	3.0×10^{-3}	—
斑 岩	2740	5.6×10^5	4.9×10^{-3}	0.29
安 山 岩 (I)	1413	2.1×10^5	6.7×10^{-3}	—
安 山 岩 (II)	3015	7.3×10^5	4.1×10^{-3}	0.25
凝 灰 岩	342	7.0×10^4	4.9×10^{-3}	—
砂 岩	969	1.6×10^5	6.1×10^{-3}	0.14
硬 砂 岩	2049	6.2×10^5	3.3×10^{-3}	0.21
石 灰 岩 (I)	1150	6.7×10^5	1.7×10^{-3}	0.30
石 灰 岩 (II)	1450	7.4×10^5	2.0×10^{-3}	0.31
大 理 石	671	5.0×10^5	1.3×10^{-3}	0.26
石 炭	128	1.3×10^5	0.98×10^{-3}	0.30
岩 塩	376	$\sim 10^4$	—	—
コ ン ク リ ー ト	534	2.9×10^5	1.8×10^{-3}	0.15

注) この表は、山口梅太郎、西松裕一著「岩石力学入門」¹²⁾ P. 120、表-4.3から作成した。

以前に生ずる変形（切羽ですでに全弾性変形の1/3程度は生じている）および支保工と地山との間の空隙（鋼アーチ支保工のパッキングのなじみなど）に吸収されて問題となる変形ではない。すなわち、トンネル壁面の応力集中の値が圧縮強度を超えない場合は、変形の点からも問題がなく、力学的不連続の影響を除けば素掘りが可能であるといえる。なお、表の圧縮強度は一軸圧縮強度であり、必ずしもこの強度でトンネルの掘削面が破壊することにはならず、トンネル軸方向の拘束の影響を受けるが、便宜的に一軸圧縮強度で検討した。

(2) 弾性範囲を超えた領域での問題

トンネルの掘削による応力の再配分の結果、トンネルの掘削面に生ずる応力が地山の強度を超えると、破壊または降伏が起きる。地山がブリITTLEな性質に富んだものであれば山はねと呼ばれる現象を生じて、急激にトンネル壁面が内空に飛び出してくる。また、地山がダクTILEな性質のものであれば、トンネル壁面が徐々に内空側に押し出し、いわゆる膨張性地山現象を呈することになる。

トンネル周辺に塑性領域が生ずる場合に、その応力分布がどのようなになるかについての検討では、地山の降伏条件および降伏後の応力歪関係などの力学的特性を把握しておくことが必要である。これは後述するように複雑な挙動を示すのが一般であるが、概念的な関係を求めるという目的のためには、図-2.3に示す応力-歪関係を示す完全弾塑性体を仮定するのが適当である。また、初期地山の応力状態としては、塑性領域が問題となるような場合は地山の強度にくらべて土被りが深い状態であると考えることができるから、側圧係数 $\lambda = 1$ を仮定することができる。

図-2.3において降伏が生ずる応力 σ_y についても種々の考え方があるが、Kastner⁸⁾はMohr-Coulombの降伏条件を用いた場合について、円形トンネル周辺の応力分布を求めている。

すなわち、図-2.4において、Mohrの円が直線Yに接したときに降伏が生じるとするもので、降伏条件は粘着力 c および内部摩擦角 ϕ で示されることになる。図-2.4を参照すると降伏条件は

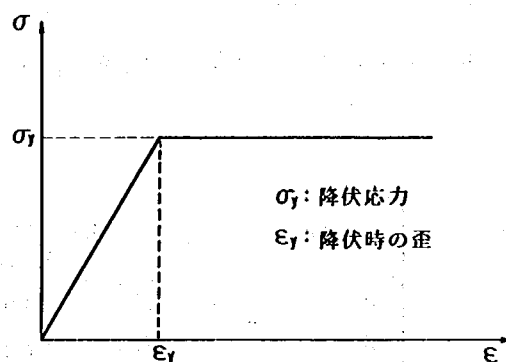


図-2.3 完全弾塑性体

$$\left(q_t + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \right) \sin \phi = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \quad \dots \dots \dots (2.17)$$

で与えられる。 q_t は

$$\left(q_t + \frac{q_u}{2} \right) \sin \phi = \frac{q_u}{2} \quad \dots \dots \dots (2.18)$$

であるから

$$q_t = q_u \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi} \quad \dots \dots \dots (2.19)$$

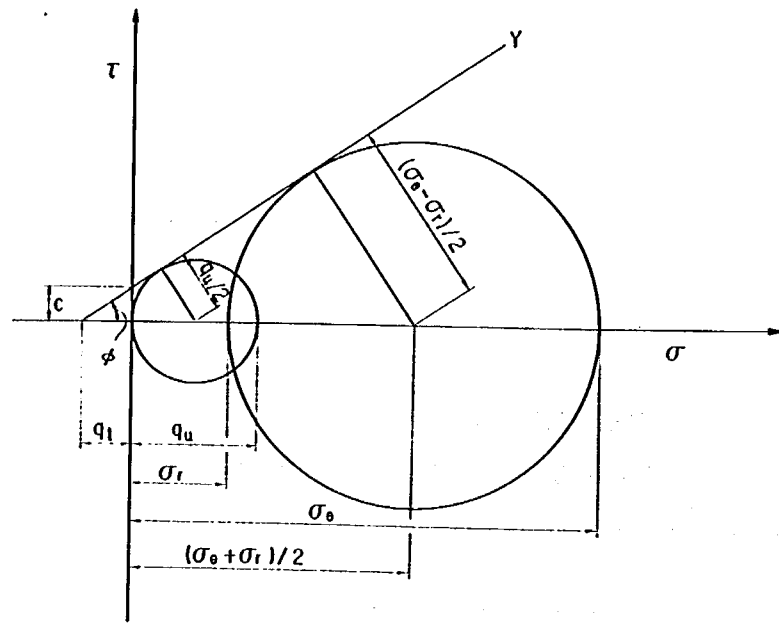


図-2.4 Kastnerの解における降伏条件 (Mohr-Coulomb)

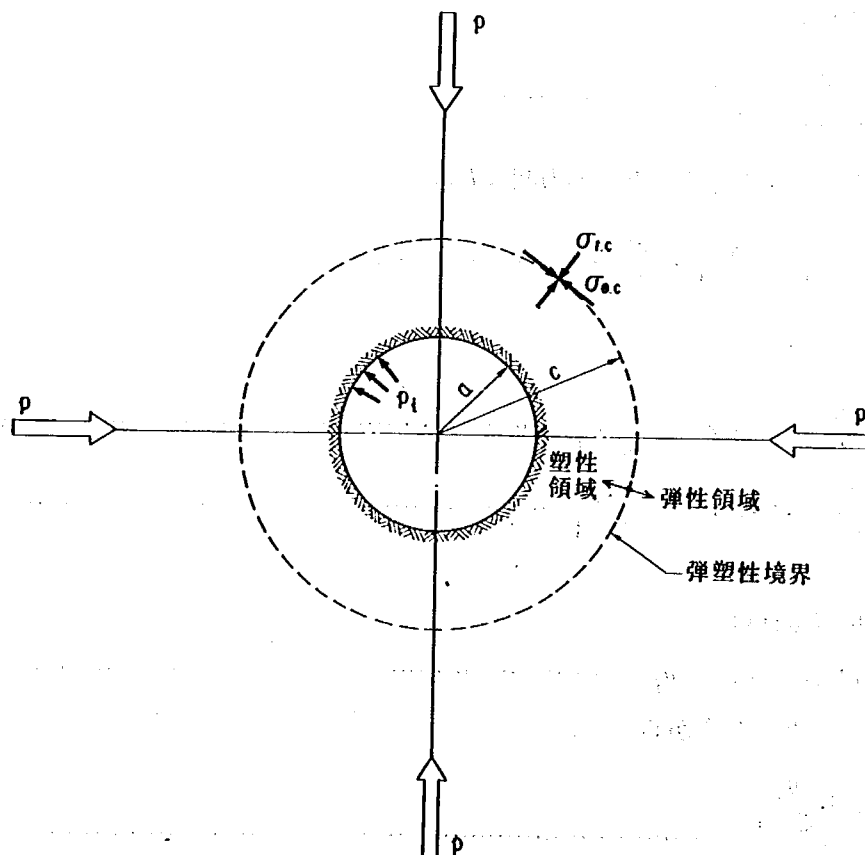


図-2.5 塑性領域が生ずる場合の計算仮定

式-(2.17)に代入し整理すると、

$$q_u + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_r - \sigma_\theta = 0 \quad (2.20)$$

ここで、

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \zeta \quad (2.21)$$

と置いて

$$q_u + \zeta \sigma_r - \sigma_\theta = 0 \quad (2.22)$$

となる。式-(2.22)が降伏条件式となる。

初期地山応力は $\lambda = 1$ であるから応力状態はトンネルの中心に対して対称であるから、図-2.5を参照して応力関数を F とすると、

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} \quad (2.23)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} \quad (2.24)$$

となる。降伏が生じている領域(塑性領域)では、式-(2.23)が成立しているから、式-(2.23)、(2.24)を代入すると

$$q_u + \zeta \cdot \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} - \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} = 0 \quad (2.25)$$

となる。式-(2.25)を解くと、応力関数 F は

$$F = C_1 \cdot \frac{r^{\zeta+1}}{\zeta+1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \cdot \frac{r^2}{2} + C_2 \quad (2.26)$$

したがって

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{dF}{dr} = C_1 \cdot r^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \quad (2.27)$$

$$\sigma_\theta = \frac{d^2 F}{dr^2} = C_1 \cdot \zeta r^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \quad (2.28)$$

が得られる。境界条件は

$$r = a \text{ のとき } \sigma_r = p_i \quad (2.29)$$

であるから式-(2.27)から

$$C_1 = \frac{p_i + \frac{q_u}{\zeta-1}}{a^{\zeta-1}} \quad (2.30)$$

となり、結局塑性領域における応力は

$$\sigma_r = \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

$$\sigma_\theta = \zeta \cdot \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

で与えられることになる。

一方、弾性領域における応力は厚肉円筒の式から、弾塑性境界までの距離を c とし、また、この点の応力を

$$\sigma_r = \sigma_{r,c} \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{\theta,c} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

とすると

$$\sigma_r = p \cdot \left(1 - \frac{c^2}{r^2} \right) + \sigma_{r,c} \frac{c^2}{r^2} \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

$$\sigma_\theta = p \cdot \left(1 + \frac{c^2}{r^2} \right) - \sigma_{r,c} \frac{c^2}{r^2} \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

となるから、弾塑性境界では式-(2.31)と式-(2.35)から求めた σ_r 、および式-(2.32)と式-(2.36)から求めた σ_θ はそれぞれ等しくなければならない。したがって

$$\left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{c}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} = \sigma_{r,c} \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

$$\zeta \cdot \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{c}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} = 2 p - \sigma_{r,c} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

が成立する。式-(2.37)および式-(2.38)から $\sigma_{r,c}$ を消去し、 c を求めると、

$$c = a \cdot \left[\frac{2}{\zeta + 1} \cdot \frac{q_u + p(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

が得られ、弾塑性境界までの距離が求まる。

式-(2.31)、式-(2.32)に式-(2.39)を代入すると

$$\sigma_{r,c} = \frac{1}{1 + \zeta} (2 p - q_u) \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

$$\sigma_{\theta,c} = \frac{1}{1 + \zeta} (2 \zeta p + q_u) \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

が求められる。

$\phi = 0$ の場合は、式-(2.17)の降伏条件式は成立しなくなるので別の取扱いをする必要がある。

$\phi = 0$ の場合は図-2.6を参照すると降伏条件としては

$$\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \leq \frac{q_u}{2} \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

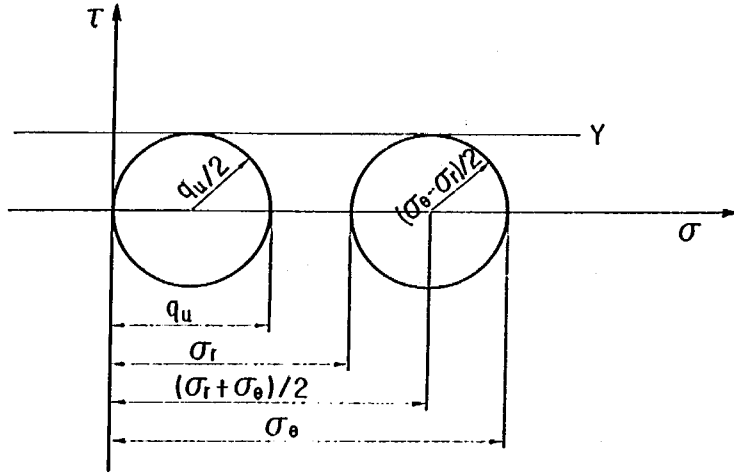


図-2.6 $\phi = 0$ の場合の降伏条件 (Tresca)¹³⁾

が得られる。この降伏条件はTrescaの提案した条件¹³⁾に相当するものである。

この場合の解はDuvall¹⁰⁾らによって得られている。

式-(2.42)に式-(2.23)および式-(2.24)を代入すると

$$\frac{d^2 F}{dr^2} - \frac{1}{r} \frac{dF}{dr} - q_u = 0 \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

となる。解くと

$$F = q_u \cdot \frac{1}{2} \cdot r^2 \left(\log r - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{2} C_1 r^2 + C_2 \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

境界条件として、

$$r = a \text{ のとき } \sigma_r = p_i \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

とすると、

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{dF}{dr} = q_u \log r + C_1 \quad \dots\dots\dots (2.46)$$

$$C_1 = p_i - q_u \log a \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

が得られる。したがって、

$$\sigma_r = q_u \cdot \log \frac{r}{a} + p_i \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

$$\sigma_\theta = q_u \cdot \left(1 + \log \frac{r}{a} \right) + p_i \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

となる。

また、弾性領域と塑性領域の境界では式-(2.48)と式-(2.35)から求めた σ_r 、および式-(2.49)と式-(2.36)から求めた σ_θ は、それぞれ等しくなければならないから、弾塑性境

界までの距離を c とすると

$$q_u \cdot \log \frac{c}{a} + p_i = \sigma_{r,c} \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

$$q_u \cdot \left(1 + \log \frac{c}{a}\right) + p_i = 2p - \sigma_{r,c} \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

が成立する。式-(2.50)および式-(2.51)から c を求めると

$$c = a \cdot \exp \left(\frac{2p - 2p_i - q_u}{2q_u} \right) \quad \dots\dots\dots (2.52)$$

が得られる。また、 $\sigma_{r,c}$ および $\sigma_{\theta,c}$ は

$$\sigma_{r,c} = p - \frac{q_u}{2} \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

$$\sigma_{\theta,c} = p + \frac{q_u}{2} \quad \dots\dots\dots (2.54)$$

となる。

トンネル周辺に塑性領域が生ずる場合の以上の結果をまとめると

$\phi > 0$ の場合

$$c = a \cdot \left[\frac{2}{\zeta+1} \cdot \frac{q_u + p(\zeta-1)}{q_u + p_i(\zeta-1)} \right]^{\frac{1}{\zeta-1}} \quad \dots\dots\dots (2.55)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \\ \sigma_\theta &= \zeta \cdot \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \end{aligned} \right\} \quad a \leq r \leq c \quad \dots\dots\dots (2.56)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p \cdot \left(1 - \frac{c^2}{r^2} \right) + \sigma_{r,c} \frac{c^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= p \cdot \left(1 + \frac{c^2}{r^2} \right) - \sigma_{r,c} \frac{c^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad c \leq r \quad \dots\dots\dots (2.57)$$

ただし、

$$\sigma_{r,c} = \frac{1}{1+\zeta} (2p - q_u) \quad \dots\dots\dots (2.58)$$

$\phi = 0$ の場合

$$c = a \cdot \exp \left(\frac{2p - 2p_i - q_u}{2q_u} \right) \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= q_u \cdot \log \frac{r}{a} + p_i \\ \sigma_\theta &= q_u \cdot \left(1 + \log \frac{r}{a}\right) + p_i \end{aligned} \right\} a \leq r \leq c \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p \cdot \left(1 - \frac{c^2}{r^2}\right) + \sigma_{r,c} \frac{c^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= p \cdot \left(1 + \frac{c^2}{r^2}\right) - \sigma_{r,c} \frac{c^2}{r^2} \end{aligned} \right\} c \leq r \quad \dots\dots\dots (2.61)$$

ただし、

$$\sigma_{r,c} = p - \frac{q_u}{2} \quad \dots\dots\dots (2.62)$$

となる。

次に、これらの結果を使って、塑性領域の発生および応力の分布がどのようなになるかを調べ、トンネルの安定に与える各パラメータの影響を検討する。

図-2.7は、 $\phi = 10^\circ$ の場合について q_u/p をパラメータとしてトンネル周辺の σ_r および σ_θ を求めたものである。支保工の抵抗はないものとして $p_i = 0$ としている。弾性的場合($q_u/p \geq 2$)はトンネル壁面で接線方向応力 σ_θ が最も大きくなるように応力集中が生じているのに対し、塑性が生ずる場合($q_u/p < 2$)では、トンネル壁面では降伏が生ずる結果、降伏条件で規定される応力値に

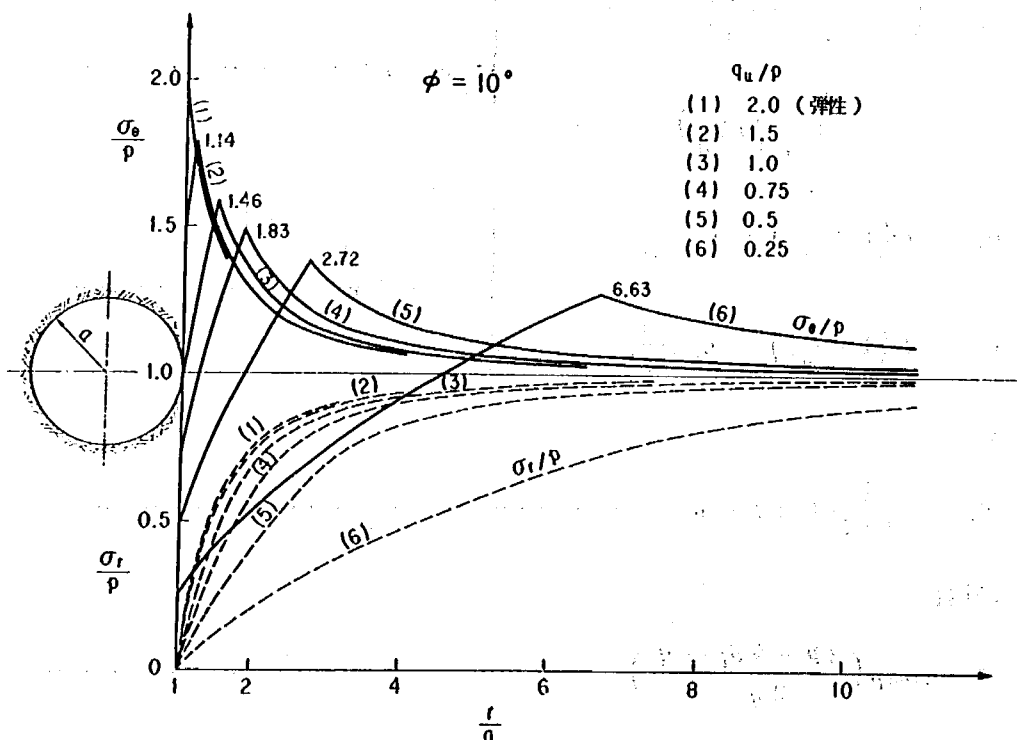
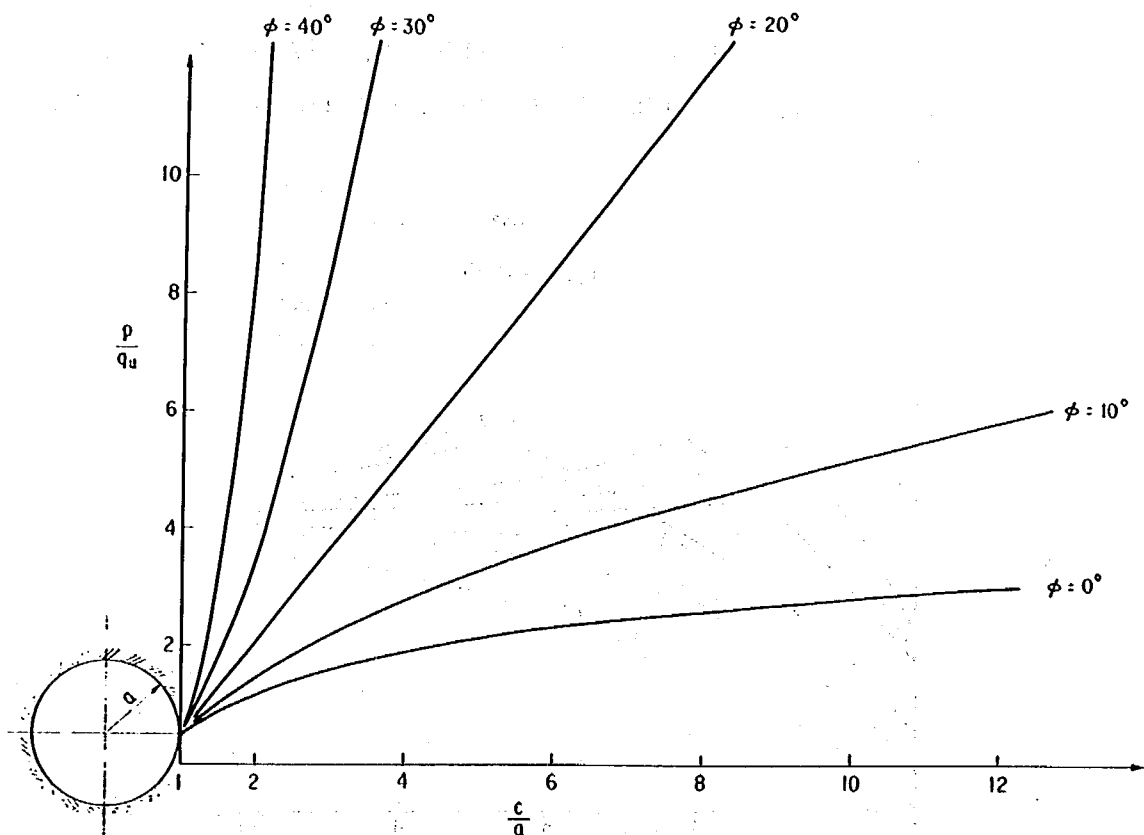


図-2.7 円形トンネル周辺の応力分布

とどまり、地山内部に入るに従って応力は増加し、ピークに達した後減少するようになる。ピークに達する位置が弾塑性境界でこれよりトンネル側が塑性領域、外側が弾性領域ということになる。 q_u/p （地山強度比）が小さくなると急に塑性領域が広がるのがわかる。なおここで、弾塑性境界における応力 $\sigma_{r,c}$ 、 $\sigma_{\theta,c}$ は式－(2.40)、(2.41)、(2.53)、(2.54)から明らかなように支保構造の与える掘削面の圧力 p_t には無関係で、地山応力と地山強度によって定まる値である。これは、弾塑性境界における応力は降伏条件式－(2.22)あるいは式－(2.42)で支配され、また、 σ_θ と σ_r の和は一定値 $2p$ であることが理解できる。また、半径方向応力 σ_r はピークを持たずなめらかに増加していき、地山強度比が小さいほど増加量が少ない。

塑性領域の発生は地山強度 q_u/p に支配され、地山強度比が小さくなると急速に塑性領域が発達していく傾向が図－2.7で見られるが、もう1つの強度を示すパラメータとして地山の内部摩擦角 ϕ がある。図－2.8は ϕ と塑性領域の発生状況を示したものである。この図から ϕ が塑性領域の発生に大きな影響を持っていることがわかる。すなわち、 ϕ が小さい場合は応力強度比 p/q_u （地山強度比の逆数）の増加に伴って著しく塑性領域が増大して $\phi = 0$ の場合には応力強度比が3（地山強度比0.3）を超えると弾塑性境界は半径の10倍を超えるようになり、安定を得るのが非常に困難になるであろうことが予測されるのに対して、 ϕ が大きい場合は、塑性領域の範囲が小さくなり、 ϕ が 40° 程度を



図－2.8 弾塑性境界までの距離 c と内部摩擦角 ϕ および応力強度比 p/q_u の関係

超えると応力強度比が増加してもあまり塑性領域の大きさは増加しないようになる。 ϕ が大きい程トンネルは安定が得やすいといえることができる。この計算では ϕ が一定であり、また、応力レベルの高い場合にも図-2.4のMohr-Coulombの降伏条件が成立するものとしているが、実際には降伏後の ϕ は変化し、また、応力レベルが高い状態では徐々に ϕ が低下することが知られている。したがって、図-2.8の結果は ϕ の影響を過大に表わしているものと考えることができるが、実際に膨張性などでトンネルの安定が著しく問題になるのは、泥岩や破砕されたslickensideの良く発達した ϕ の小さな地山であることが多く、砂質の ϕ が大きい地山では強度が低い場合でもあまり問題を起こす例が少ないことを考えると、この結果は実際の経験と良く一致するものである。一般に、トンネル周辺地山の安定性を評価するのに地山強度比 q_u/p が用いられるが、図-2.8から明らかなように ϕ は地山強度比とともにトンネルの安定性に大きな影響を与えるので、安定性の検討のための指標として ϕ を加えることが必要である。

図-2.7、2.8は支保構造が与える地山への荷重を $p_i = 0$ として求めている。支保構造を設け p_i を与えることによって塑性領域の発生を少なくし、トンネルの安定性を向上させることが考えられる。図-2.9は $\phi = 10^\circ$ 地山強度比 $q_u/p = 0.25$ の場合について p_i の影響を計算した結果である。 p_i を加えることによって塑性領域が小さくなる様子がわかる。しかし、支保構造によって与えることができる p_i には限度があることを考慮すると、 p_i の塑性領域の減少に対する効果は顕著ではない。たとえば、図の条件で塑性領域をトンネルの半径程度以下にすることを考えると、覆工の与えることのできる p_i は 100 t/m^2 程度であるから、 p が 200 t/m^2 以下でなければならず、土被りが 100 m 程度以下の場合でのみ可能である。図-2.10は $q_u/p = 0.25$ の場合について、 p_i と弾塑性境界までの距離 ϕ をパラメ

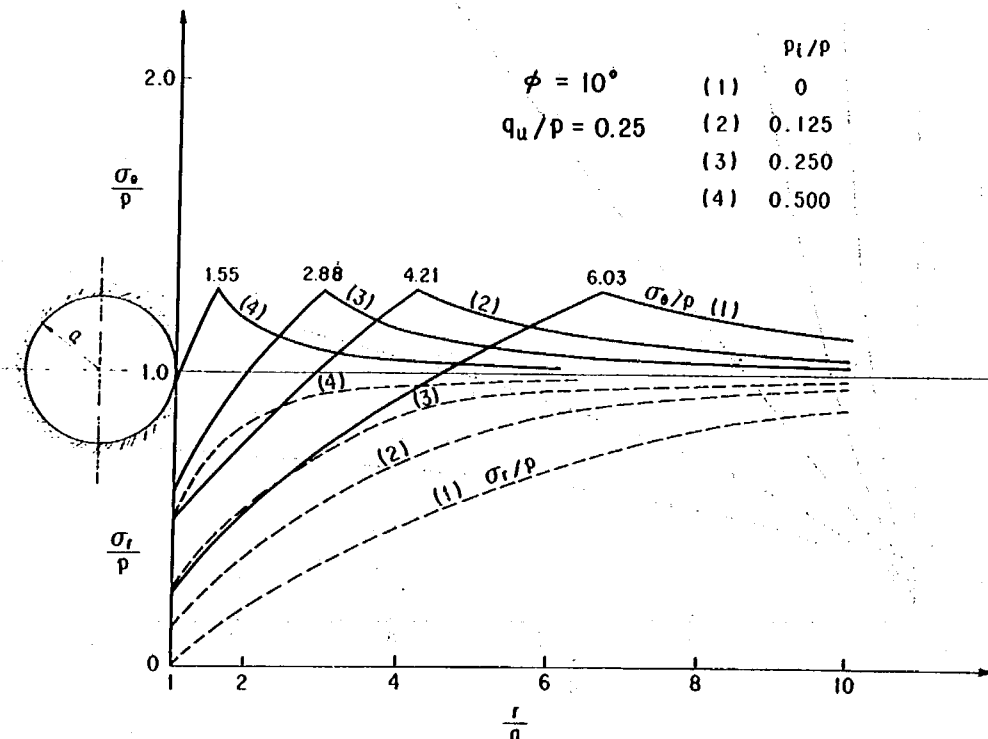


図-2.9 支保荷重 p_i がトンネル周辺の応力分布に与える影響

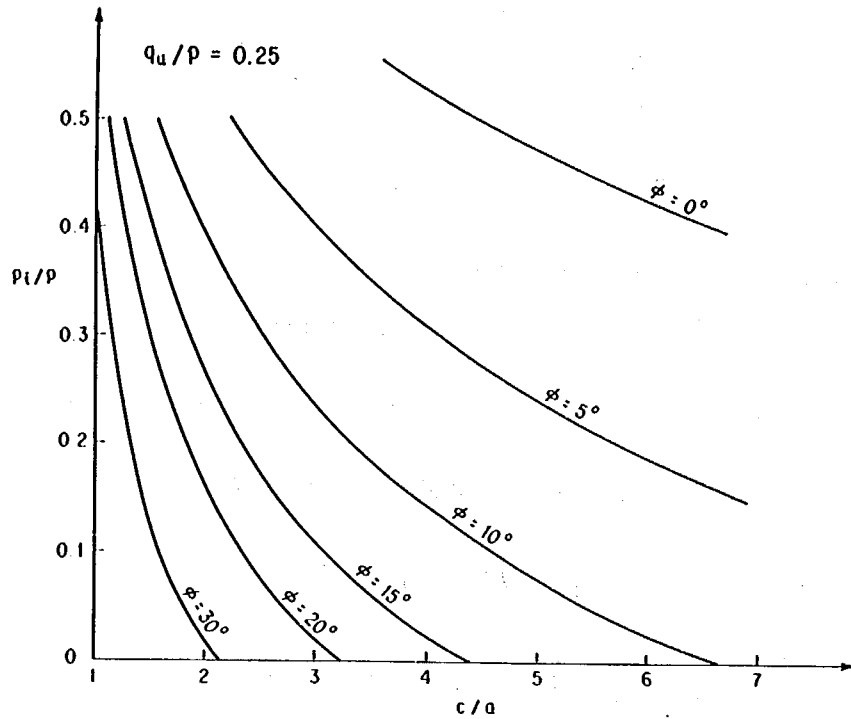


図-2.10 p_i と弾塑性境界との関係

ーターとして示したもので、 ϕ の影響が支配的であり、 p_i の影響は2次的なものであることが示される。また、 p_i の影響は ϕ が小さい場合程大きいことがわかる。このように、支保構造物がトンネル壁面に p_i を与えることによって、塑性領域を減少させ地山の安定を高めるという効果は ϕ が小さい場合を除いて限られたものであると考えて良いであろう。

以上のようにトンネル周辺地山の応力が過応力状態になった場合でも、塑性領域が形成されることによって、応力的には平衡の状態に達し得ることになり、トンネルの安定は保たれる。しかし、実際の問題としては、トンネル壁面の变形が大きくなるとトンネルとしては成り立たなくなる。塑性領域が生ずる場合の变形については、側圧係数が1の場合の円形トンネルについてEgger⁹⁾が解析解を求めている。この方法は塑性歪の増加速度には、

$$\alpha = -\frac{\dot{\epsilon}_{r,pl}}{\dot{\epsilon}_{\theta,pl}} \geq 1 \quad (2.63)$$

$\dot{\epsilon}_{r,pl}$: 半径方向の塑性歪の増加速度

$\dot{\epsilon}_{\theta,pl}$: 接線方向の塑性歪の増加速度

の関係があると仮定している。歪と変形との間には軸対称問題であるから

$$\epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \quad (2.64)$$

$$\epsilon_{\theta} = \frac{u}{r} \quad (2.65)$$

の関係があるので、式-(2.63)を代入すると

$$\epsilon_r = \dot{\epsilon}_{r,el} + \alpha \epsilon_{\theta,pl} = \frac{\partial u}{\partial r} \quad (2.66)$$

$$\epsilon_{\theta} = \dot{\epsilon}_{\theta,el} - \epsilon_{\theta,pl} = \frac{u}{r} \quad (2.67)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}_{r,el}$ 、 $\dot{\epsilon}_{\theta,el}$ は弾塑性境界における ϵ_r 、 ϵ_{θ} が得られる。式-(2.66)、(2.67)から $\dot{\epsilon}_{\theta,pl}$ を消去すると

$$\frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} = \dot{\epsilon}_{r,el} + \alpha \dot{\epsilon}_{\theta,el} \quad (2.68)$$

となる。 $\phi > 0$ の状態を考えると塑性領域では式-(2.22)が成立しているから

$$\dot{\epsilon}_{r,el} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left(1 - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \zeta \right) \sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} q_u \right] \quad (2.69)$$

$$\dot{\epsilon}_{\theta,el} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left(\zeta - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \sigma_r + q_u \right] \quad (2.70)$$

となり、式-(2.68)は

$$\frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left\{ \left(1 - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \zeta \right) + \alpha \left(\zeta - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \right\} \sigma_r - \left(\frac{\nu}{1-\nu} - \alpha \right) \cdot q_u \right] \quad (2.71)$$

式-(2.31)を代入すると

$$\frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left\{ \left(1 - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \zeta \right) + \alpha \left(\zeta - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \right\} \left\{ \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta-1} \right) - \frac{q_u}{\zeta-1} \right\} - \left(\frac{\nu}{1-\nu} - \alpha \right) q_u \right] \quad (2.72)$$

となる。式-(2.72)を解くと

$$u = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{r}{\zeta-1} \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \left\{ p_i (\zeta-1) + q_u \right\} \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - q_u \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] + C_0 r^{-\alpha} \quad (2.73)$$

が得られる。 C_0 の値は弾塑性境界 $r=c$ において

$$u = u_c \quad (2.74)$$

u_c : 弾塑性境界における変位

とならなければならないから

$$C_0 = u_c c^{\alpha} - \frac{1-\nu^2}{E} \frac{q_u}{\zeta-1} c^{\alpha+1} \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\zeta-1) + 1 \right\} \left(\frac{c}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] \quad (2.75)$$

がえられる。

$\phi = 0$ の場合は塑性領域で式-(2.42)が成立するから、式-(2.69)、(2.70)に相当す

る式は

$$\epsilon'_{r,el} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\frac{1-2\nu}{1-\nu} \sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} q_u \right] \dots\dots\dots (2.76)$$

$$\epsilon'_{\theta,el} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\frac{1-2\nu}{1-\nu} \sigma_r + q_u \right] \dots\dots\dots (2.77)$$

となる。したがって、式-(2.68)は

$$\frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} = \frac{1+\nu}{E} \left[(1+\alpha)(1-2\nu)\sigma_r + \left\{ -\nu + \alpha(1-\nu) \right\} q_u \right] \dots\dots\dots (2.78)$$

式-(2.78)を解くと

$$u = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot q_u \cdot r \left[\log \frac{r}{a} + \frac{p_i}{q_u} + \frac{(1-\nu)(\alpha-1)}{(1-2\nu)(\alpha+1)} \right] + C_1 r^{-\alpha} \dots\dots\dots (2.79)$$

がえられる。C₁の値は弾塑性境界 $r=c$ において、

$$u = u_c \dots\dots\dots (2.80)$$

とならなければならないから

$$C_1 = c^{\alpha} u_c - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} q_u \cdot c^{\alpha+1} \left[\log \frac{c}{a} + \frac{p_i}{q_u} + \frac{(1-\nu)(\alpha-1)}{(1-2\nu)(\alpha+1)} \right] \dots\dots\dots (2.81)$$

となる。

以上の結果から掘削面での変位は

$\phi > 0$ の場合

$$u_a = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\zeta-1} \cdot a \cdot \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \cdot \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\zeta-1) + 1 \right\} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] + C_0 a^{-\alpha} \dots\dots\dots (2.82)$$

$\phi = 0$ の場合

$$u_a = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot q_u \cdot a \cdot \left[\frac{p_i}{q_u} + \frac{(1-\nu)(\alpha-1)}{(1-2\nu)(\alpha+1)} \right] + C_1 a^{-\alpha} \dots\dots\dots (2.83)$$

となる。

式-(2.82)、(2.83)を用いて q_u 、 ϕ が変形に与える影響を調べることにする。図-2.11は $q_u/E=0.005$ として、支保構造が掘削面に与える荷重 $p_i=0$ とした場合のトンネル掘削面の変位を示したものである。図の変位は式-(2.82)、(2.83)から求まる変位からトンネルが掘削される以前の変位 u_i を

$$u_i = \frac{p \cdot a}{E} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \dots\dots\dots (2.84)$$

で求め差引いた値であり、トンネル掘削後のトンネル壁面の変位に相当するものである。縦軸は地山強度比で横軸は掘削面の変位を半径で正規化したものである。塑性領域の大きさと同じように変位に

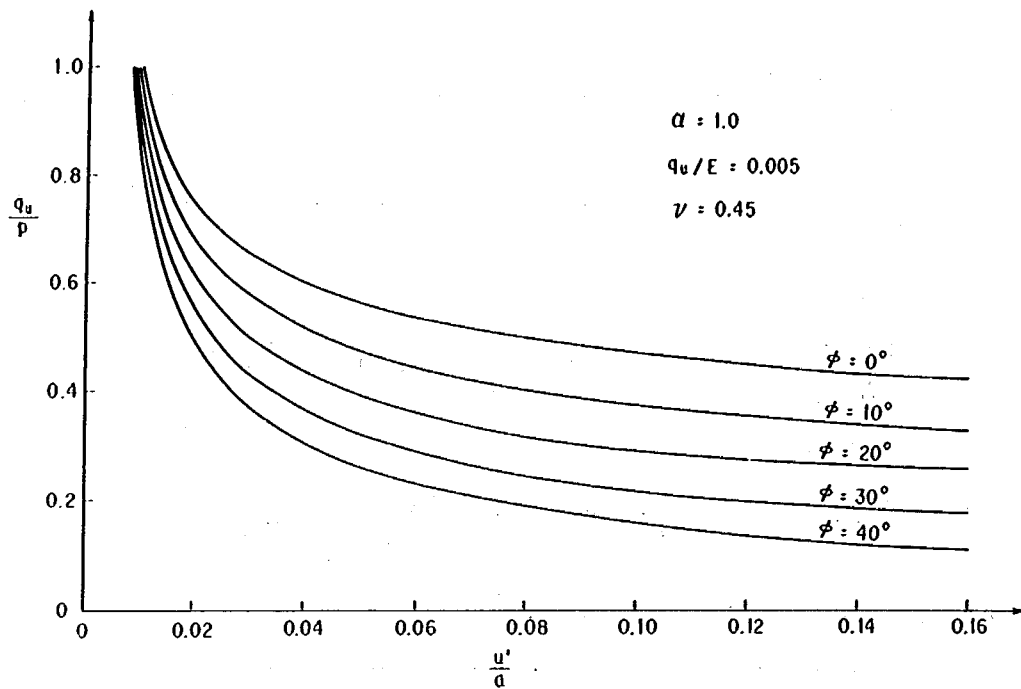


図-2.11 地山強度比、内部摩擦角とトンネル壁面変位との関係の試算例

ϕ が大きく影響することが示されている。トンネル内空の許容変形量をトンネル半径の4% (半径5mのトンネルの場合、内空変位 (トンネル直径の収縮量) で40cm) 以内に保つ必要があるとすれば、 $\phi = 0$ の場合地山強度比が0.6以上が必要であり、 $\phi = 40^\circ$ の場合でも0.3以上であることが必要である。 ϕ および地山強度比がこの条件を満足しない場合に、変位量を許容限度以内におさめるためには、支保構造物を設けて変位を拘束することが必要となる。変位を拘束するということは掘削面に支保構造物が荷重を与えることと等価であるから、この荷重 p_i が変形に与える影響を調べることにする。図-2.12、図-2.13は $\phi = 20^\circ$ および $\phi = 30^\circ$ の場合について、図-2.11と同じ条件を仮定し、 p_i の変位量の間係を求めたものである。 p_i を与えることによって変形量を少なくすることができるが、 p_i を与えることの効果は変位量が多い場合に大きく、変位量が小さくなると p_i を与えても変位量はそれ程小さくならず、また、 p_i/p が大きくなると p_i を多少増加させても変位量の減少効果は少ないことがわかる。すなわち、 p_i の効果は地山強度比が低くかつ p_i/p が小さい場合に大きいといえることができる。このことは、後に詳細に検討する支保工、覆工の耐荷能力からみても p_i が小さい領域での挙動が検討対象とならざるをえないことと整合する。たとえば、 $p = 500 \text{ t/m}^2$ ($\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$ として深さ250mの位置にトンネルを掘る場合に相当)と仮定し、 $\phi = 30^\circ$ 、 $q_u/p = 0.2$ の場合に変位量を4%に押えるためには、図-2.13から p_i/p が0.18以上であることが必要であるが、これは $p_i = 90 \text{ t/m}^2$ ということになり、覆工の耐荷力からみて限界に近い値といえることができ、 p_i がこれ以上での領域での安定問題を検討することは現実的に意味がない。もし、 $q_u/p = 0.1$ とすると同じ変位量におさめようとする場合は p_i/p が0.45以上すなわち $p_i = 225 \text{ t/m}^2$ 以上の耐力を持つ覆工が必要であるということになるが、このように大きな耐荷能力を持つ覆工を設けることは大変難しく、変位を

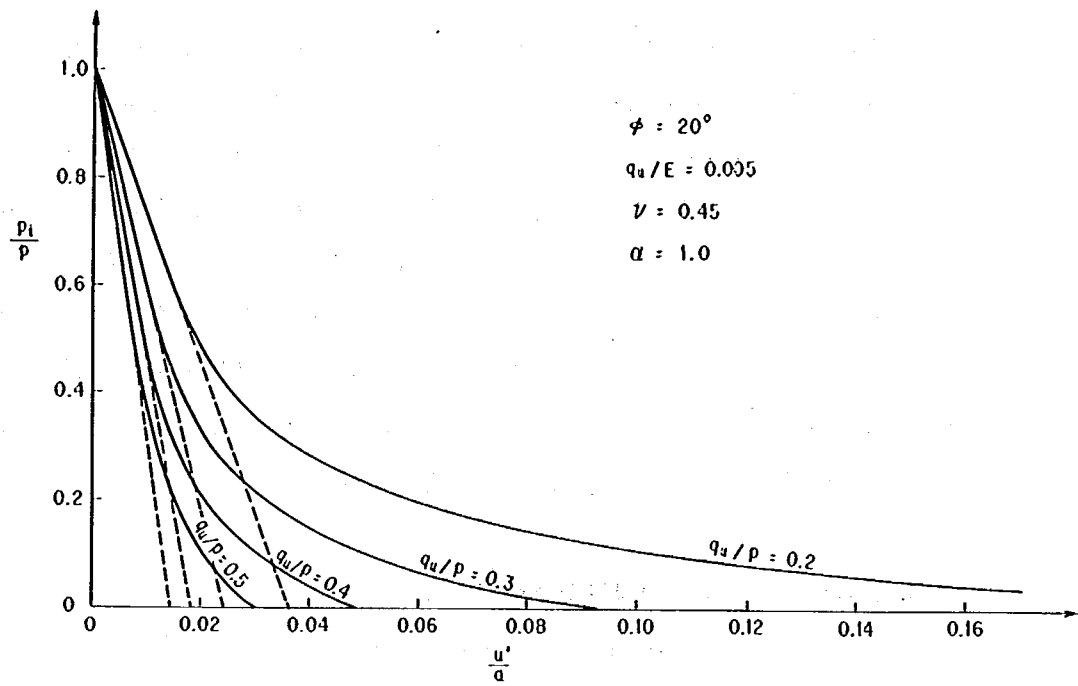


図-2.12 支保荷重が変位に与える影響 ($\phi = 20^\circ$)

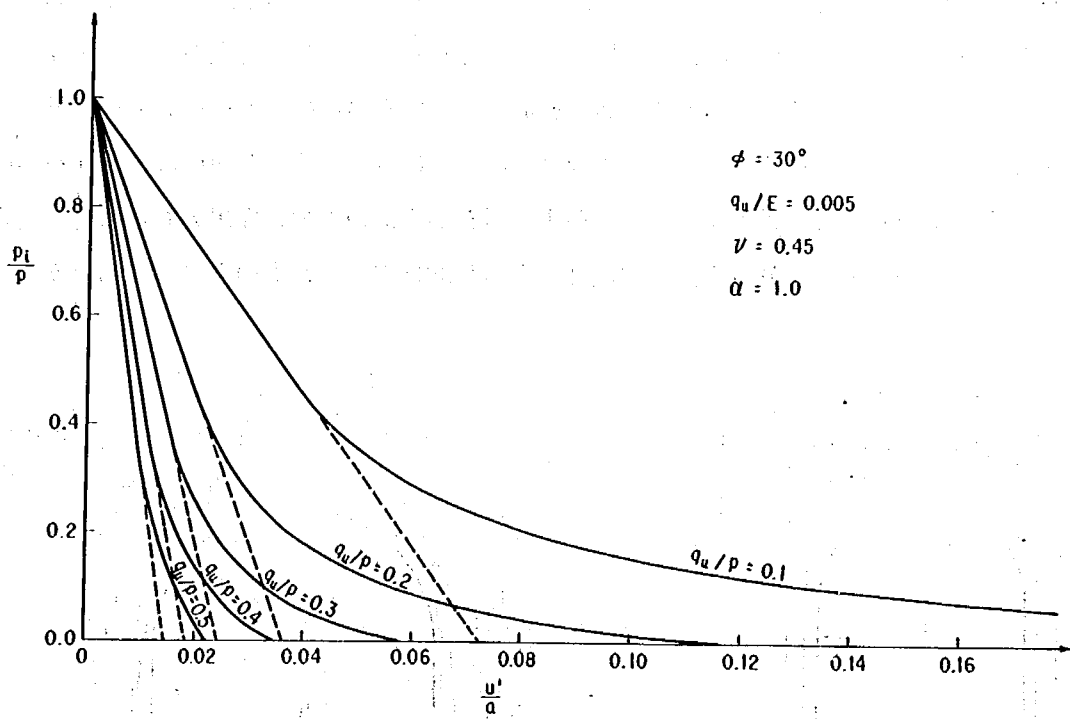


図-2.13 支保荷重が変位に与える影響 ($\phi = 30^\circ$)

4%におさめることは困難となる。覆工の耐荷力の限界を 100 t/m^2 程度とみれば、8%強の変位を許さざるをえないことになる。8%の変位は径10mのトンネルでは80cmの内空変位量となり、このような変位が許されるかどうかは問題の多いところである。許容変位量については後に詳細に検討する。

以上に検討したようにトンネル掘削による応力の再配分の結果生じたトンネル壁面の応力が地山の強度を超えても、完全弾塑性体であるとの仮定が成立する限り、トンネルは周辺に塑性領域が形成されて安定しうることが示される。また、安定性を高めるあるいは変位を拘束するという意味での支保効果は限られたものであり、トンネルの安定には地山自身の応力再配分効果を最大限に利用するのが得策である。もちろん、変位が過大となる場合や塑性領域の地山の一体性の確保が問題となり、安定化するのに困難を伴う場合も考えられる。したがって、トンネルの支保の問題では、どの程度の変位まで許容しても一体性が保たれるかが実際には重要な問題である。

2.2 トンネルに作用する荷重に与える地山の不連続の影響

前節のトンネル掘削による応力の再配分の問題では地山を連続体として理想化して取扱った。しかし、現実の地山には、規模の大きなものでは断層から剪断面 (shear zone)、層理、節理、片理に至る種々の力学的不連続面が含まれている。在来のトンネルの設計は主として、この不連続性にもとづく荷重によって行われてきた。力学的不連続面は、地山が形成される際に岩石固有の特性として生じたもの (層理、節理、片理) と地質構造的な作用により力学的な原因で生じたもの (断層、剪断面) および風化の過程あるいは岩石化の過程で必然的に不連続性を呈したものとがある。これらの不連続性の原因の違いはトンネルを掘削したときの周辺岩盤の挙動に特徴を与え、それぞれ異なった緩み荷重の性質を示す。すなわち、層理、節理など岩石固有の特性として不連続面が形成されている場合は、不連続面に規則性があり、この規則性によって性質が規定される。この種の不連続面の影響にもとづく緩み荷重は、Terzaghi¹⁴⁾ が図-2.14のように考えているものに相当する。この荷重は岩石が直接の重力の作用のもとに分離脱落しようとする力にもとづくものであり、分離脱落の可能性のある範囲は限られたものとなる。したがって、支保工

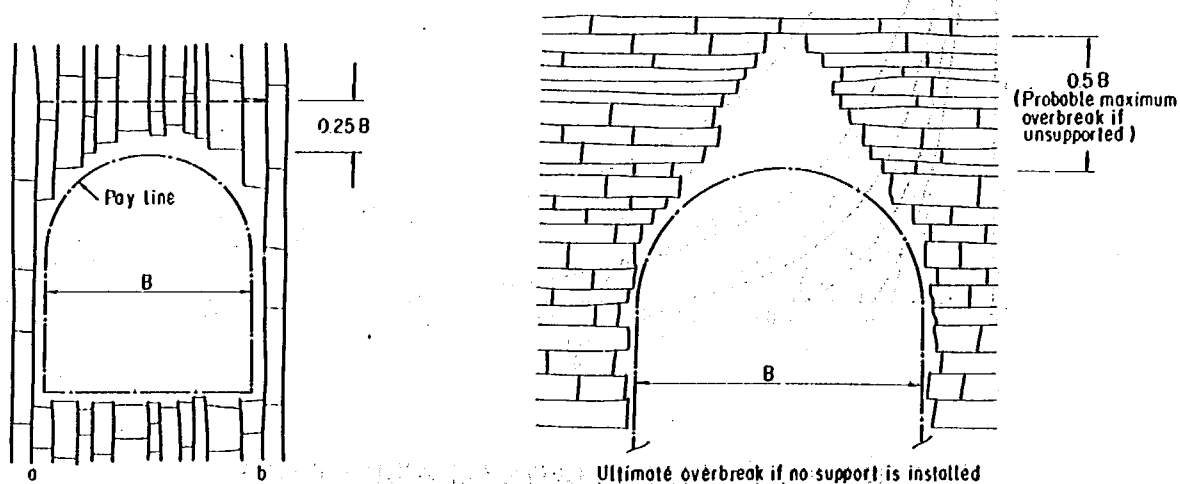


図-2.14 Terzaghi の緩み荷重の概念 (Terzaghi)

を設けた場合に作用する荷重の大きさは、分離脱落しようとする岩塊の重量を超えることはない。

地質構造的な力が加わって地山が破壊されたことによって生じた力学的不連続面は断層などの規模の大きなものから小規模な剪断面まで種々であるが、緩み荷重として問題となるのは、トンネルの断面にくらべて小さな構造を持ったものである。この場合の特徴は、不連続面は多数の剪断面で構成されている場合が多く、剪断面は slickenside を呈し、また、不連続面間の岩も破壊されて、潜在的な不連続を持ち、岩そのものの強度が低下していることである。このため、単なる不連続の影響による緩み荷重のみでなく、塑性領域の拡大を伴うことがあり、土被りの深さなど、初期地山応力の影響を受けることが少なくない。したがって、支保に作用する荷重から見ると緩み荷重と考えられるものだけではなく、トンネル掘削面の変位が原因となっているものも含まれることもある。slickenside を有する地山は荷重が大きく作用し、掘削しにくい地質の一つである。図-2.15 はこの場合の概念図である。

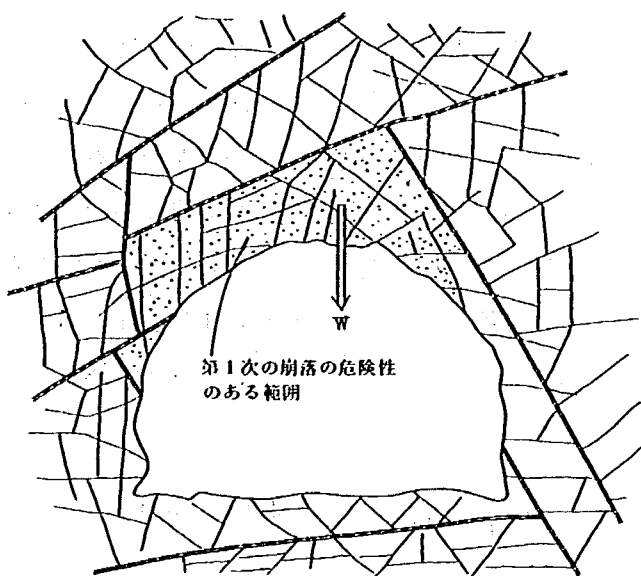


図-2.15 小規模な断層あるいは剪断面によって支配される緩み荷重

岩石の風化の過程あるいは岩石への固結の過程における地山の不連続は花崗岩の風化の過程で良く見られるマサ化した岩盤中の玉ネギ状の岩塊あるいは巨礫を含む未固結の火山堆積物の地層において見られる。これらの地質は全体としては土砂としての挙動を示すが、軟弱なマトリックス中の巨大な岩塊はマトリックスから分離脱落する傾向を示し、局部的に不規則な荷重を支保に与えることになる。岩塊とマトリックスの強度が著しく違うこの種の地山は荷重が大きい可能性が多ばかりでなく、掘削もやりにくい厄介な地質の一つである。図-2.16 は概念的な説明図で、緩み範囲は岩塊相互がせり持って安定になる領域まであるいはマトリックスが岩塊の重量を保持できる状態になっているところまでとなる。

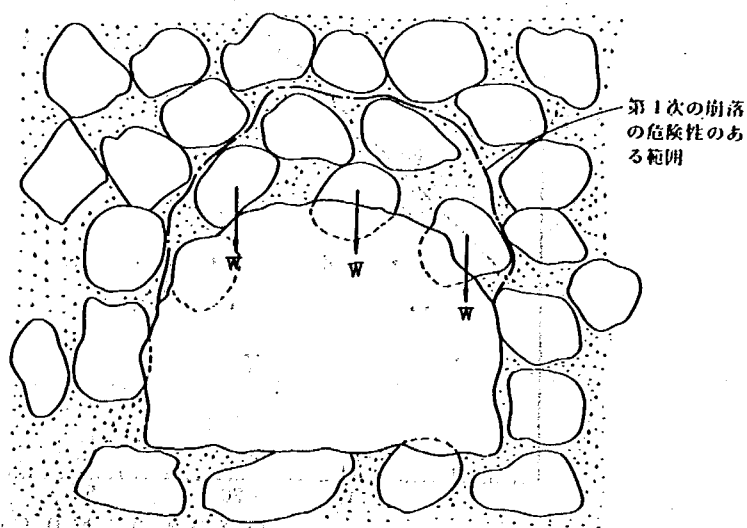


図-2.16 巨礫を含む地山における緩み荷重

以上のように緩み荷重は地質条件によって種々の現われ方をするが、緩み荷重の本質はトンネル掘削によってトンネル周辺の地山が重力の作用のもとにトンネルの内空へ自由落下が可能な状態になったことによって生ずる荷重であることである。図-2.14～図-2.16では無支保で放置した場合にまず第1の段階として自由落下するであろう範囲を概念的に緩み範囲と考えた。したがって、緩み荷重は緩み範囲にある岩塊の重量であると考えることができることになるが、支保工・覆工を実際に設けた場合は必ずしもこの範囲の全荷重が作用することとはならない。なぜなら分離脱落しようとする岩塊の一部を押えることによって、緩む可能性がある地山の緩みが防がれあるいは緩んだ地山が相互にせり持って自ら安定となる可能性があるからである。緩み範囲の中の岩塊の重量は緩み荷重の最大値を与えると考えることができる。従来の設計では鋼アーチ支保工の施工上の特性すなわち地山との密着を図ることが困難で緩みの進行が相当進む可能性のあることを考慮して緩み範囲の岩塊の重量と考えていたといえる。支保構造が変わった場合は当然緩み荷重の考え方を考える必要が生ずる。この点については後に検討することにする。

緩み領域がどの程度の範囲になっているかを知るためには、崩落事故が生じた場合の崩落高さが最も直接的な資料となる。図-2.17は崩落事故直後の崩落高さを調査した結果をまとめたものである。横軸は崩落箇所の土被りで縦軸は崩落高さである。地質条件ごとの分類は資料が少ないために困難であったので、表現していない。崩落の高さは20 m以上に達するものもあるが、支保工建込み以前の崩落高さは数m以内におさまるものが多い。これに対し、支保工建込み後に生じた崩落は数m以上であることが多くなって

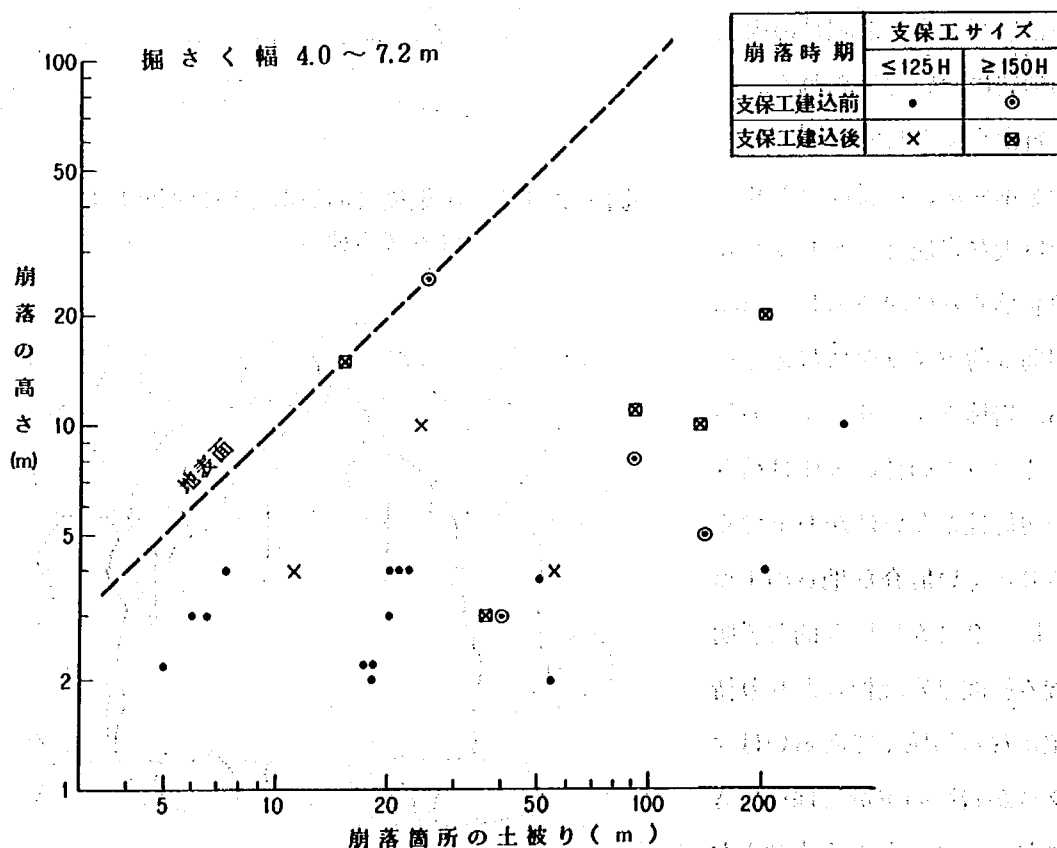


図-2.17 崩落高さと土被り

いる。これは支保工建込み後の崩壊は支保工の耐荷力を超えて初めて生ずるため、支保工の耐荷力以上の緩み高さとなっていることは当然として、緩み範囲は時間とともに進んでいくものであることを示している。このことは図-2.14～図-2.16に示したような概念的な緩み範囲は決して一定のものではなく、トンネル掘削後の地山強度の変化に対応して変化して行く場合があることを示唆している。断層や剪断面が支配的な場合および風化過程や固結過程にある地山の場合はこの影響が大きいものと考えられる。図-2.17の中には崩壊が地表面まで達した例が含まれている。この例は緩み領域の発生というよりもむしろ、水を含んだ土砂が崩壊したと考えられる例で岩体というよりも流体あるいは粒状体としての性格が強いものである。

緩み領域の経時的な変化は先に述べたように十分に起こりうるものであり、覆工の完成後においても長期にわたって続く場合がある。図-2.18は建設後約25年を経過したトンネルを拡幅のために既設の覆工を取り壊して切抜ける際に生じた崩落の様子である。最初のトンネルの掘削は木製の支保工を用いて掘削されたが坑口部の一部を除いて崩落事故は記録されておらず、普通のトンネルとして施工されたと考えられる。しかし、拡幅工事の場合は図に見られるように、鋼アーチ支保工を用いて注意深く行われたにもかかわらず、極めて異例なほど崩落を起こしている。これは時間の経過と共に緩み範囲が増大していった結果によるものと考えざるをえない。このトンネルの地質は緑色片岩（泥岩）であり、全体に剪断を受けていて slickenside の発達著しい。このため、掘削当初は比較的しっかりしていたものが、時間の経過とともに覆工の背面と地山との間の空隙が原因して徐々に緩みが進行し、強度を失うと同時に地山としての一体性をなくして、粘着性の乏しい粒状体的な性格を示すようになり、崩壊を起こし易くなったものと考えられる。崩落の高さは図にあるように最大で10 m程度の範囲にあり、このような地質における目安を与えるものと考えられる。ここで注意すべきは、このトンネルの地質は全体的に一様であり、緩み範囲の増大もトンネル全体にわたってほぼ一様に発達しているものと考えられるが、崩落を起こさずに施工された区間はH-200鋼アーチ支保工0.9 m間隔で十分に荷重を支持しており、崩落高さから推定される荷重の一部しか支保工には作用していないことである。これはこのトンネルの場合のように地山の一体性が欠けるような状態になっても地山自身のせり持ち作用があることを示すものであると考えることができる。すなわち、緩み領域内における地山は土砂としての挙動を示し、土圧としての性格を強く持つようになってきているといえよう。

以上に検討したように緩み荷重は極めて多様な挙動を示すといえる。しかし、緩み荷重の本質は、初期地山応力に直接的に支配される荷重ではなく、トンネル掘削面周辺地山の重量が直接の原因となって生ずる荷重であると考えることができる。トンネル周辺の岩塊の重量によってどのような応力状態がトンネルの周辺特に天端部に生ずるかは緩み荷重の特性を理解する上で有用であると考えられるので以下に検討する。検討にあたっては簡単のためにトンネルは円形であるとし、一様な弾性体であると仮定する。力学的な不連続面が支配要因である緩み荷重の検討において、一様な弾性体と仮定するのは妥当性を欠くと考えられる面もあるが、力学的不連続面の影響が出るのは引張りが生ずる領域で最も直接的であり、引張りがどういう場合にどの程度生ずるかを知らねば緩み領域の理解を助けるものと考えられると判断される。

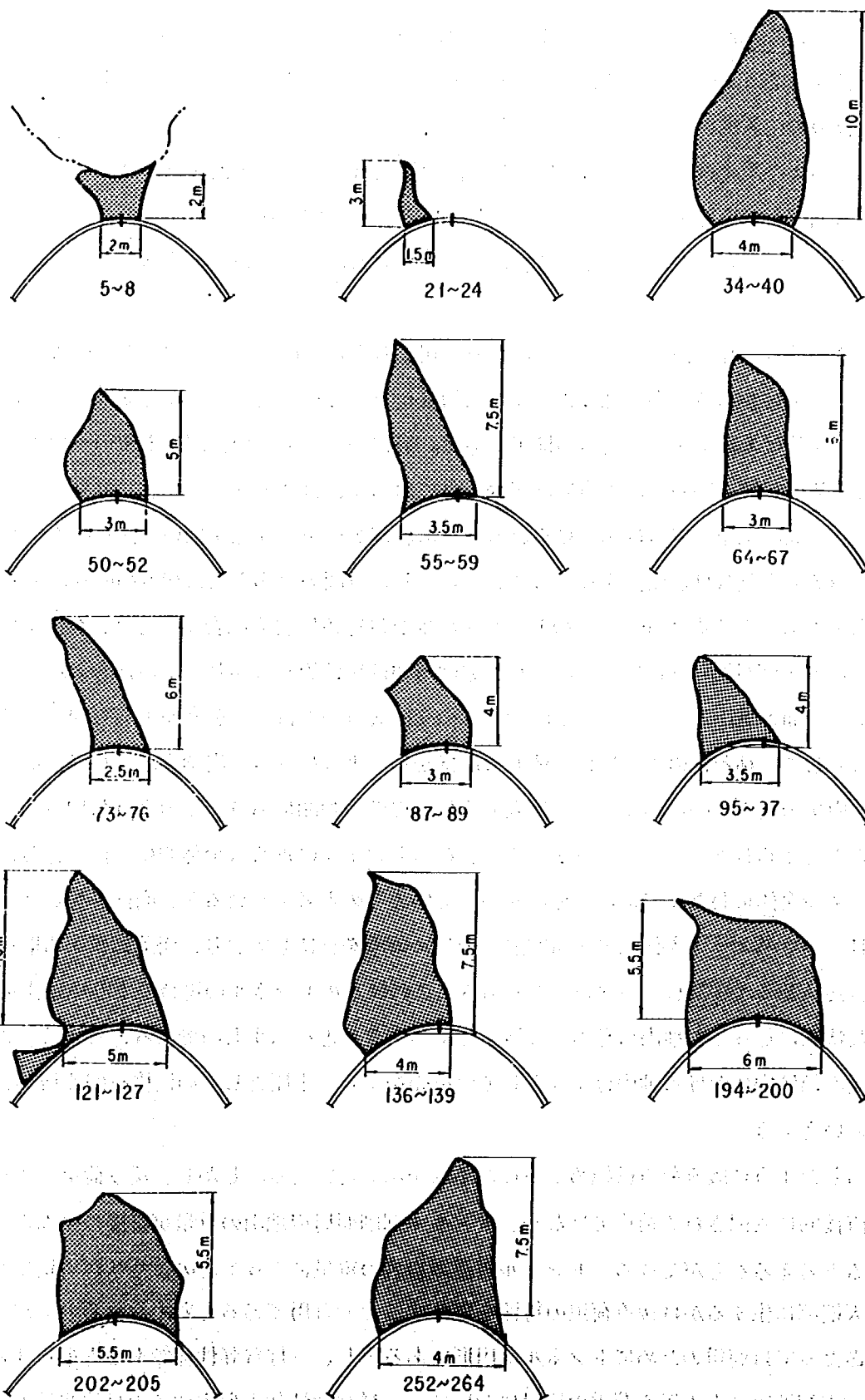


図-2.18 改築トンネルにおいて生じた崩落の発生状況

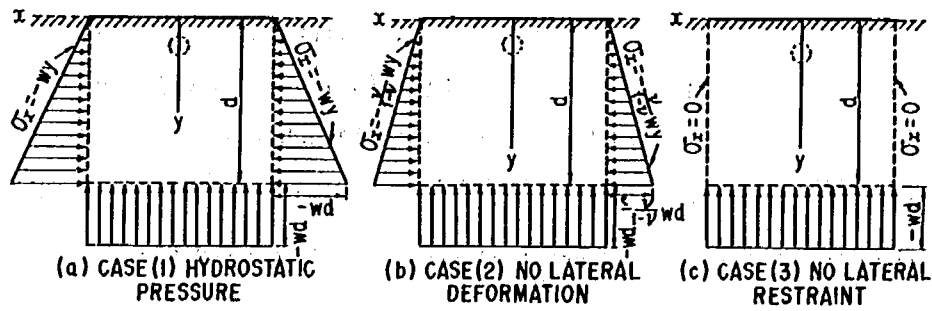


図-2.19 Mindlin の仮定した境界条件

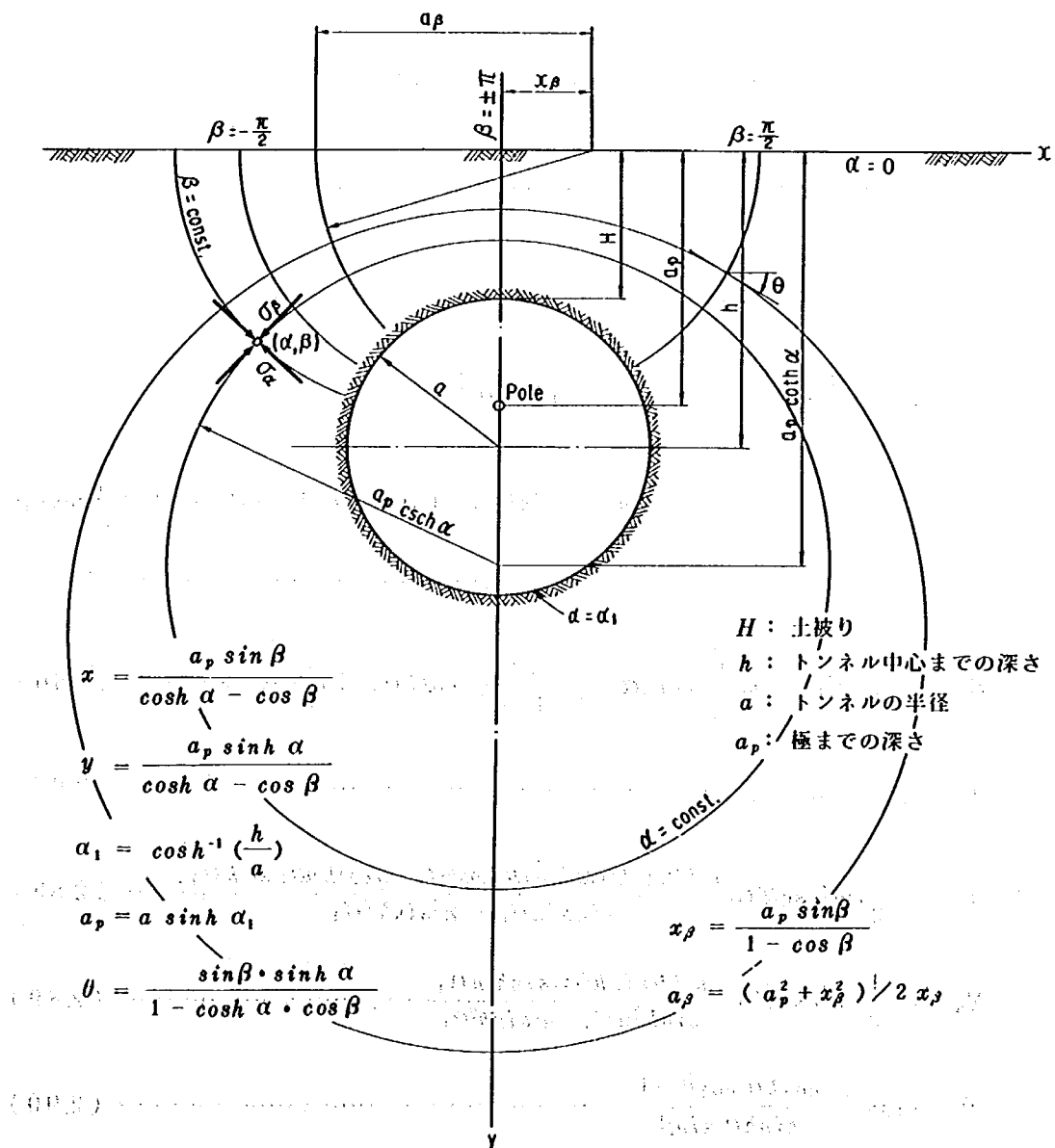


図-2.20 双極座標

もちろん力学的な不連続面は剪断に対しても影響を与えるが、これは初期地山応力支配の問題において評価されるべき問題であり、ここでは省略することにし、引張り領域の発生状況について検討する。

重力の作用する場におけるトンネル周辺の地山応力についてはMindlin⁴⁾が解いている。Mindlinはその論文の中ではトンネル掘削面の応力についてのみしか検討していないので、ここでは、地山内部の応力状態について検討を加えることにする。検討にあたっては理解を容易にするためにトンネルの大きさは道路トンネルの大きさを想定して直径10 mの円孔とする。

Mindlinは図-2.19に示す3つの場合について解を求めている。図-2.19および図-2.20を参照して応力関数 χ は

$$\begin{aligned} \frac{\chi}{J} = & \frac{\chi_{123}}{J} - \frac{wa^2}{2} \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \left\{ \phi \sin \beta - \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \left[\alpha \sinh \alpha - \alpha (\cosh \alpha - \cos \beta) \right] \right\} \\ & - \frac{1}{8(1-\nu)} wa^2 \operatorname{csch}^2 \alpha_1 (\cosh 2\alpha - \sinh 2\alpha - 1) \cos \beta \\ & + B_0 \left[\alpha (\cosh \alpha - \cos \beta) + \sinh \alpha (\cosh \alpha \cos \beta - 1) \right] \\ & + A_1 (\cosh 2\alpha - 1) \cos \beta \\ & + \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n \left[\cosh (n+1) \alpha - \cosh (n-1) \alpha \right] \right. \\ & \quad \left. + E_n \left[(n-1) \sinh (n+1) \alpha - (n+1) \sinh (n-1) \alpha \right] \right\} \cos n\beta \end{aligned} \quad (2.85)$$

$$\text{ただし、} \quad B_0 = -\frac{1}{2} wa^2 \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \left[2 \coth \alpha_1 + \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} (\coth \alpha_1 - 1) \right] \quad (2.86)$$

$$A_1 = \frac{1}{2} wa^2 \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \quad (2.87)$$

$$A_n = -\frac{1}{2} wa^2 \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \frac{e^{-n\alpha_1} \sinh \alpha_1 (\sinh n\alpha_1 \cosh \alpha_1 - n \cosh n\alpha_1 \sinh \alpha_1)}{\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1} \quad (2.88)$$

$$E_n = -\frac{1}{2} wa^2 \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \frac{e^{-n\alpha_1} \sinh^2 \alpha_1 \sinh n\alpha_1}{\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1} \quad (2.89)$$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{\cosh \alpha \cos \beta - 1}{\sinh \alpha \sin \beta} \quad (2.90)$$

$$J = \frac{a}{\cosh \alpha - \cos \beta} \quad (2.91)$$

で与えられる。 χ_{123} は図-2.19のそれぞれのCASEに対応し、

$$\begin{aligned} \frac{\chi_{123}}{J} = G w a^2 & \left\{ \frac{\sinh^3 \alpha}{(\cosh \alpha - \cos \beta)^2} \right. \\ & + B'_0 \left[\alpha (\cosh \alpha - \cos \beta) + \sinh \alpha (\cosh \alpha \cos \beta - 1) \right] \\ & + A'_1 (\cosh 2\alpha - 1) \cos \beta \\ & + \sum_{n=2}^{\infty} \left(A'_n \left[\cosh(n+1)\alpha - \cosh(n-1)\alpha \right] \right. \\ & \left. \left. + E'_n \left[(n-1) \sinh(n+1)\alpha - (n+1) \sinh(n-1)\alpha \right] \right) \cos n\beta \right\} \end{aligned} \quad (2.92)$$

ただし、 G は

$$\text{CASE(1) に対して } G = 0 \quad (2.93)$$

$$\text{CASE(2) } \quad G = \frac{1-2\nu}{6(1-\nu)} \quad (2.94)$$

$$\text{CASE(3) } \quad G = \frac{1}{6} \quad (2.95)$$

であり、また

$$B'_0 = 3 \coth \alpha_1 \cosh^2 \alpha_1 \quad (2.96)$$

$$A'_1 = -\frac{3}{2} \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \quad (2.97)$$

$$A'_n = -\frac{n(n^2-1) \sinh^2 \alpha_1}{\sinh^2 n \alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1} \quad (2.98)$$

$$E'_n = \frac{n \sinh \alpha_1 (n \sinh \alpha_1 + \cosh \alpha_1) + e^{-n \alpha_1} \sinh n \alpha_1}{\sinh^2 n \alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1} \quad (2.99)$$

である。bipolar座標では応力成分と応力関数の関係は

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{a} \left\{ (\cosh \alpha - \cos \beta) \frac{\partial^2}{\partial \beta^2} - \sinh \alpha \frac{\partial}{\partial \alpha} - \sin \beta \frac{\partial}{\partial \beta} + \cos \alpha \right\} \left(\frac{\chi}{J} \right) + Q \quad (2.100)$$

$$\sigma_\beta = \frac{1}{a} \left\{ (\cosh \alpha - \cos \beta) \frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} - \sinh \alpha \frac{\partial}{\partial \alpha} - \sin \beta \frac{\partial}{\partial \beta} + \cos \beta \right\} \left(\frac{\chi}{J} \right) + Q \quad (2.101)$$

$$\tau_{\alpha\beta} = -(\cosh\alpha - \cos\beta) \frac{\partial^2}{\partial\alpha\partial\beta} \left(\frac{\chi}{J} \right) \dots\dots\dots (2.102)$$

$$\text{ただし、 } Q = -w \frac{a \sinh\alpha}{\cosh\alpha - \cos\beta} \dots\dots\dots (2.103)$$

で与えられるから、 σ_α 、 σ_β 、 $\tau_{\alpha\beta}$ は式-(2.85)~(2.99)を式-(2.100)~(2.102)に代入して求められる。

なお、応力関数の α 、 β に関する微分は次の通りである。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial\alpha} \left(\frac{\chi}{J} \right) = & -K_1 \left\{ \frac{\sin^2\beta}{\cosh\alpha - \cos\beta} - C_1 \left[(1-\alpha)(\sinh\alpha - \cosh\alpha) + \cos\beta \right] \right. \\ & + 2C_4(\sinh 2\alpha - \cos 2\alpha) \cos\beta \left. \right\} + B_0 \sinh\alpha (2\sinh\alpha \cos\beta + \alpha) \\ & + 2A_1 \sinh 2\alpha \cos\beta + \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n \left[(n+1)\sinh(n+1)\alpha - (n-1)\sinh(n-1)\alpha \right] \right. \\ & + (n^2-1)E_n \left[\cosh(n+1)\alpha - \cosh(n-1)\alpha \right] \left. \right\} \cos n\beta \\ & + Gw\alpha^2 \left\{ \frac{\sinh^2\alpha}{(\cosh\alpha - \cos\beta)^3} (2 + \cosh^2\alpha - 3\cosh\alpha \cos\beta) \right. \\ & + B'_0 \left[\sinh\alpha (\alpha + 2\sinh\alpha \cos\beta) + A'_1 (2\sinh 2\alpha \cos\beta) \right. \\ & + \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A'_n \left[(n+1)\sinh(n+1)\alpha - (n-1)\sinh(n-1)\alpha \right] \right. \\ & + (n^2-1)E_n \left[\cosh(n+1)\alpha - \cosh(n-1)\alpha \right] \left. \right\} \cos n\beta \left. \right\} \dots\dots\dots (2.104) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2}{\partial\alpha^2} \left(\frac{\chi}{J} \right) = & -K_1 \left\{ -\frac{\sinh\alpha \sin^2\beta}{(\cosh\alpha - \cos\beta)} - C_1 \left[(2-\alpha)(\cosh\alpha - \sinh\alpha) \right] \right\} \\ & - 4C_4(\cosh 2\alpha - \sinh 2\alpha) \cos\beta \left. \right\} + B_0 \left[4\cosh\alpha \sinh\alpha \cos\beta + \alpha \cosh\alpha + \sinh\alpha \right] \\ & + 4A_1 \cosh 2\alpha \cos\beta + \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n \left[(n+1)^2 \cosh(n+1)\alpha - (n-1)^2 \cosh(n-1)\alpha \right] \right. \\ & + (n^2-1)E_n \left[(n+1)\sinh(n+1)\alpha - (n-1)\sinh(n-1)\alpha \right] \left. \right\} \cos n\beta \\ & + Gw\alpha^2 \left\{ \frac{\sinh\alpha}{(\cosh\alpha - \cos\beta)} \left[\left\{ 6\cosh\alpha + 4\sinh^2\alpha \cosh\alpha - 3\cos\beta(\sinh^2\alpha + 2\cosh^2\alpha) \right\} (\cosh\alpha - \cos\beta) \right. \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& -3 \sinh^2 \alpha (3 + \sinh^2 \alpha - 3 \cosh \alpha \cos \beta) \Big] \\
& + B_0' (\alpha \cosh \alpha + \sinh \alpha + 2 \sinh 2 \alpha \cos \beta) + A_1' 4 \cosh 2 \alpha \cos \beta \\
& + \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n' \left[(n+1)^2 \cosh(n+1) \alpha - (n-1)^2 \cosh(n-1) \alpha \right] \right. \\
& \left. + (n^2 - 1) E_n' \left[(n+1) \sinh(n+1) \alpha - (n-1) \sinh(n-1) \alpha \right] \right\} \cos n \beta \Big\} \\
& \dots\dots\dots (2.105)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{\chi}{J} \right) &= -K_1 \left\{ -\frac{\sinh \alpha \sin \beta}{\cosh \alpha - \cos \beta} + \phi \cos \beta + C_1 \alpha \sin \beta \right\} - C_4 K_1 (\cosh 2 \alpha - \sinh 2 \alpha - 1) \sin \beta \\
& + B_0 \sin \beta (\alpha - \sinh \alpha \cosh \alpha) - A_1 (\cosh 2 \alpha - 1) \sin \beta \\
& - \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n \left[\cosh(n+1) \alpha - \cosh(n-1) \alpha \right] + E_n \left[(n-1) \sinh(n+1) \alpha - (n+1) \sinh(n-1) \alpha \right] \right\} n \sin n \beta \\
& + G w \alpha^2 \left\{ -\frac{2 \sinh^3 \alpha \sin \beta}{(\cosh \alpha - \cos \beta)^3} + B_0' \sin \beta (\alpha - \sinh \alpha \cosh \alpha) - A_1' (\cosh 2 \alpha - 1) \sin \beta \right. \\
& \left. - \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n' \left[\cosh(n+1) \alpha - \cosh(n-1) \alpha \right] + E_n' \left[(n-1) \sinh(n+1) \alpha - (n+1) \sinh(n-1) \alpha \right] \right\} n \sin n \beta \right\} \\
& \dots\dots\dots (2.106)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2}{\partial \beta^2} \left(\frac{\chi}{J} \right) &= -K_1 \left\{ \frac{\sinh \alpha}{(\cosh \alpha - \cos \beta)^2} (1 + \cos^2 \beta - 2 \cosh \alpha \cos \beta) - \phi \sin \beta + C_1 \alpha \cos \beta \right\} \\
& - C_4 K_1 (\cosh 2 \alpha - \sinh 2 \alpha - 1) \cos \beta + B_0 \cos \beta (\alpha - \sinh \alpha \cosh \alpha) \\
& - A_1 (\cosh 2 \alpha - 1) \cos \beta \\
& - \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n \left[\cosh(n+1) \alpha - \cosh(n-1) \alpha \right] + E_n \left[(n-1) \sinh(n+1) \alpha - (n+1) \sinh(n-1) \alpha \right] \right\} n^2 \cos n \beta \\
& + G w \alpha^2 \left\{ \frac{-2 \sinh^3 \alpha}{(\cosh \alpha - \cos \beta)^4} \left[\cos \beta (\cosh \alpha - \cos \beta) - 3 \sin^2 \beta \right] + B_0' (\alpha - \sinh \alpha \cosh \alpha) \cos \beta \right. \\
& \left. - A_1' (\cosh 2 \alpha - 1) \cos \beta \right. \\
& \left. - \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n' \left[\cosh(n+1) \alpha - \cosh(n-1) \alpha \right] + E_n' \left[(n-1) \sinh(n+1) \alpha - (n+1) \sinh(n-1) \alpha \right] \right\} n^2 \cos n \beta \right\} \\
& \dots\dots\dots (2.107)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2}{\partial \alpha \partial \beta} \left(\frac{\chi}{J} \right) = & -K_1 \left\{ \frac{\sin \beta (2 \cosh \alpha \cos \beta - \cos^2 \beta - 1)}{(\cosh \alpha - \cos \beta)^2} + C_1 \sin \beta \right\} - 2C_4 K_1 (\sinh 2\alpha - \cosh 2\alpha) \sin \beta \\
& - 2B_0 \sinh^2 \alpha \sin \beta - 2A_1 \sinh 2\alpha \sin \beta \\
& - \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A_n \left[(n+1) \sinh (n+1) \alpha - (n-1) \sinh (n-1) \alpha \right] \right. \\
& + E_n (n^2 - 1) \left[\cosh (n+1) \alpha - \cosh (n-1) \alpha \right] \left. \right\} n \sin n \beta \\
& + G w \alpha^2 \left\{ \frac{6 \sinh^2 \alpha \sin \beta}{(\cosh \alpha - \cos \beta)^4} (\cosh \alpha \cos \beta - 1) - B'_0 2 \sinh^2 \alpha \sin \beta \right. \\
& - A'_1 2 \sinh 2\alpha \sin \beta \\
& - \sum_{n=2}^{\infty} \left\{ A'_n \left[(n+1) \sinh (n+1) \alpha - (n-1) \sinh (n-1) \alpha \right] \right. \\
& + E_n (n^2 - 1) \left[\cosh (n+1) \alpha - \cosh (n-1) \alpha \right] \left. \right\} n \sin n \beta \dots \dots \dots (2.108)
\end{aligned}$$

$$\text{ただし、 } K_1 = \frac{w \alpha^2}{2} \operatorname{csch}^2 \alpha_1 \quad C_1 = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \quad C_4 = \frac{1}{4(1-\nu)} \dots \dots \dots (2.109)$$

以上の式は単調ではあるが複雑であるので計算機で解くのに適している。近似のための項数 n は 10 程度を取れば十分である。

図-2.21～図-2.24 はポアソン比を 0.3 として CASE(3) の状態すなわち側圧係数が零の場合のトンネルの天端付近に生ずる引張領域を土被り 5、15、25、45 m の場合について示したものである。側圧係数が零の場合は最も応力の集中度合が大きく、引張の生ずる領域が大きくなる。また、トンネル掘削の影響によりトンネル周辺の地山が緩んだ状態では、水平方向の初期地山応力が緩んだ部分の地山に有効に作用するとは考えられず、緩んだ部分が地山から分離された状態での安定の問題を検討するのが妥当なものと考えられる。したがって、図-2.21～図-2.24 の結果は地山全体というよりもトンネル周辺の問題にのみ着目したものであり、トンネルの壁面から十分離れた部分での検討には適当でない。いずれにしても、ある程度の緩みが進行した状態では、土被りの浅い場合と同様に天端には引張応力が作用するものと考えられ、在来は無視されがちであった地山の引張りに対する安定に十分な注意が必要である。

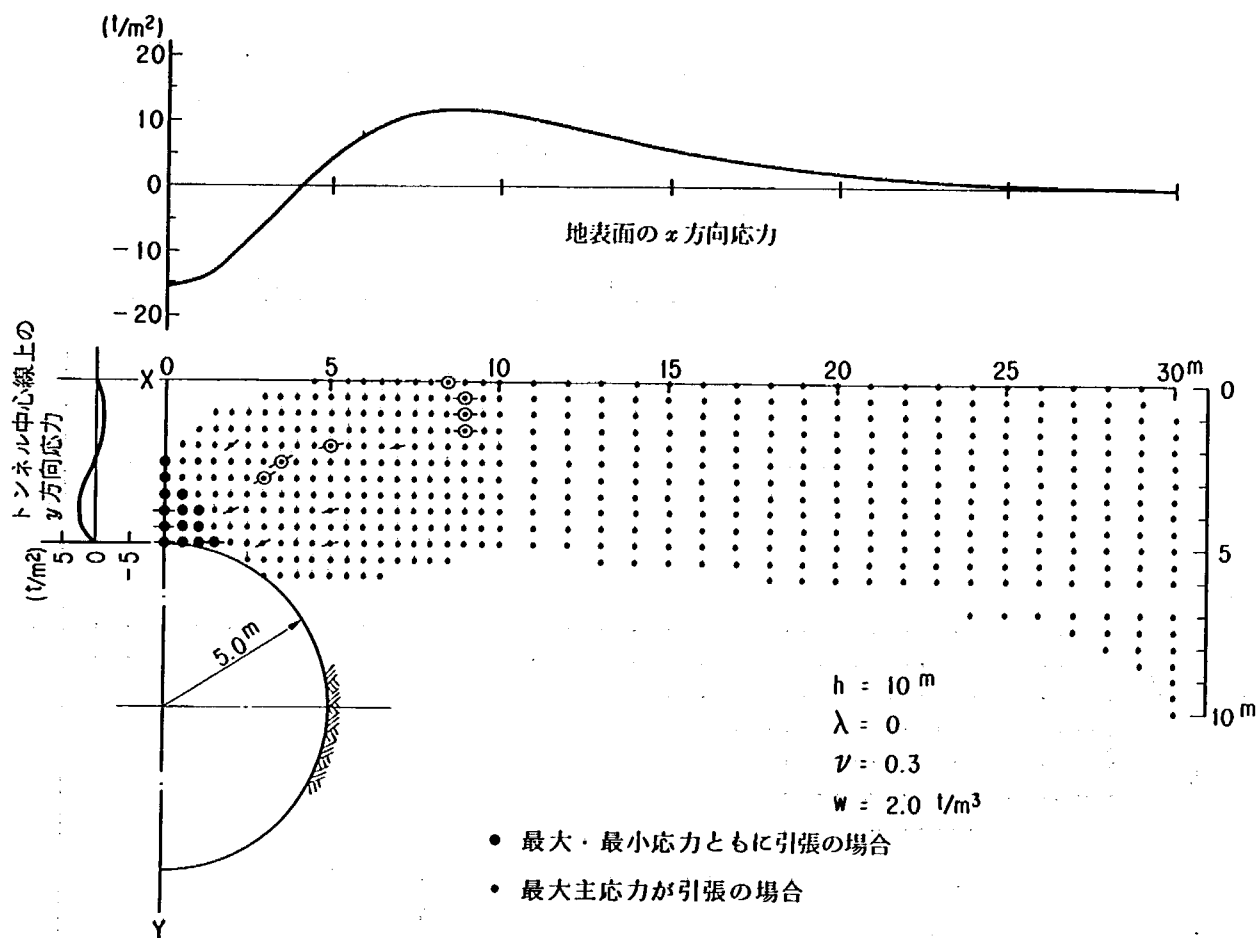


図-2.21 土被りの小さい場合における地山応力 (a.)

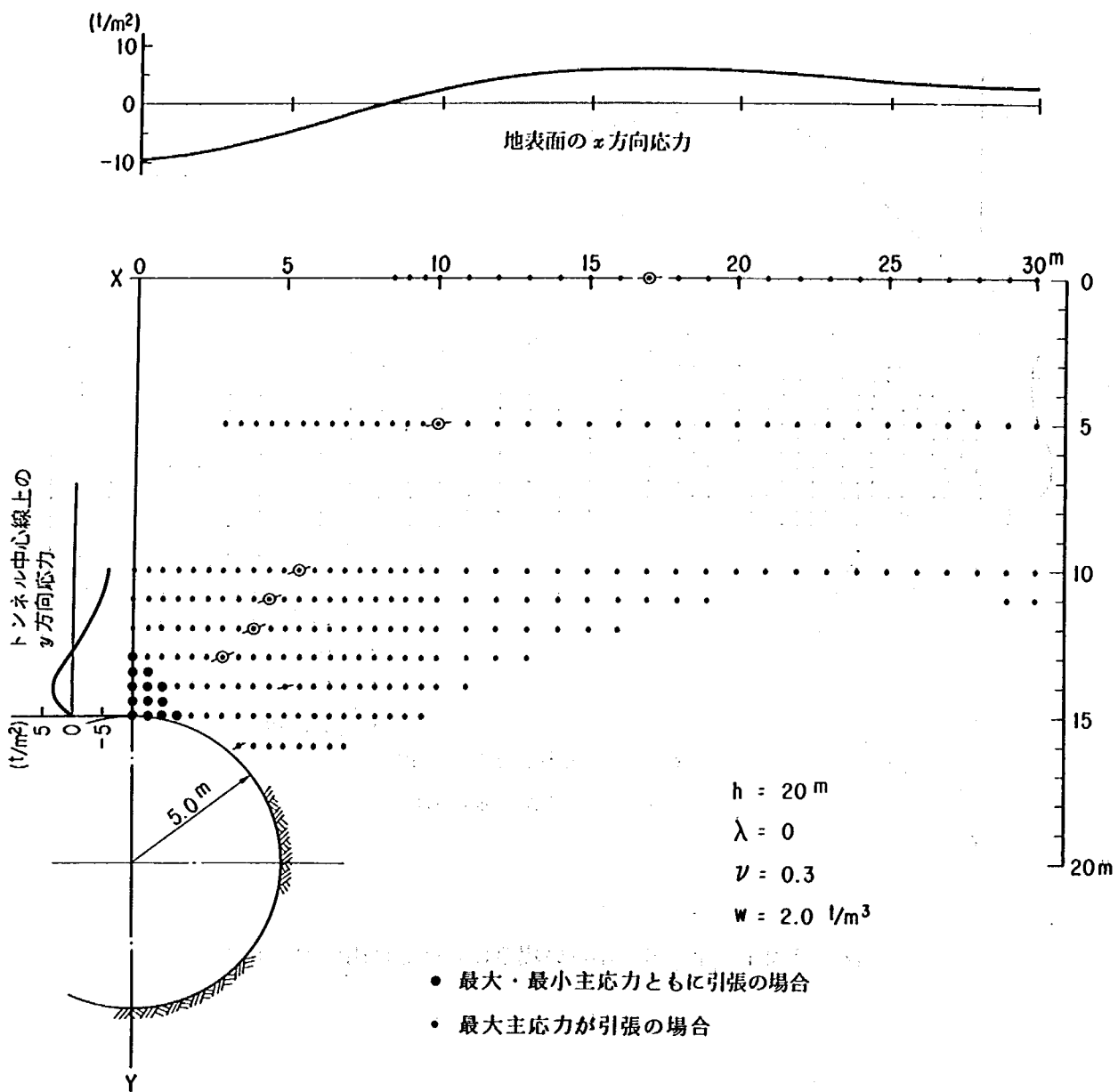


図-2.22 土被りの小さい場合における地山応力 (b)

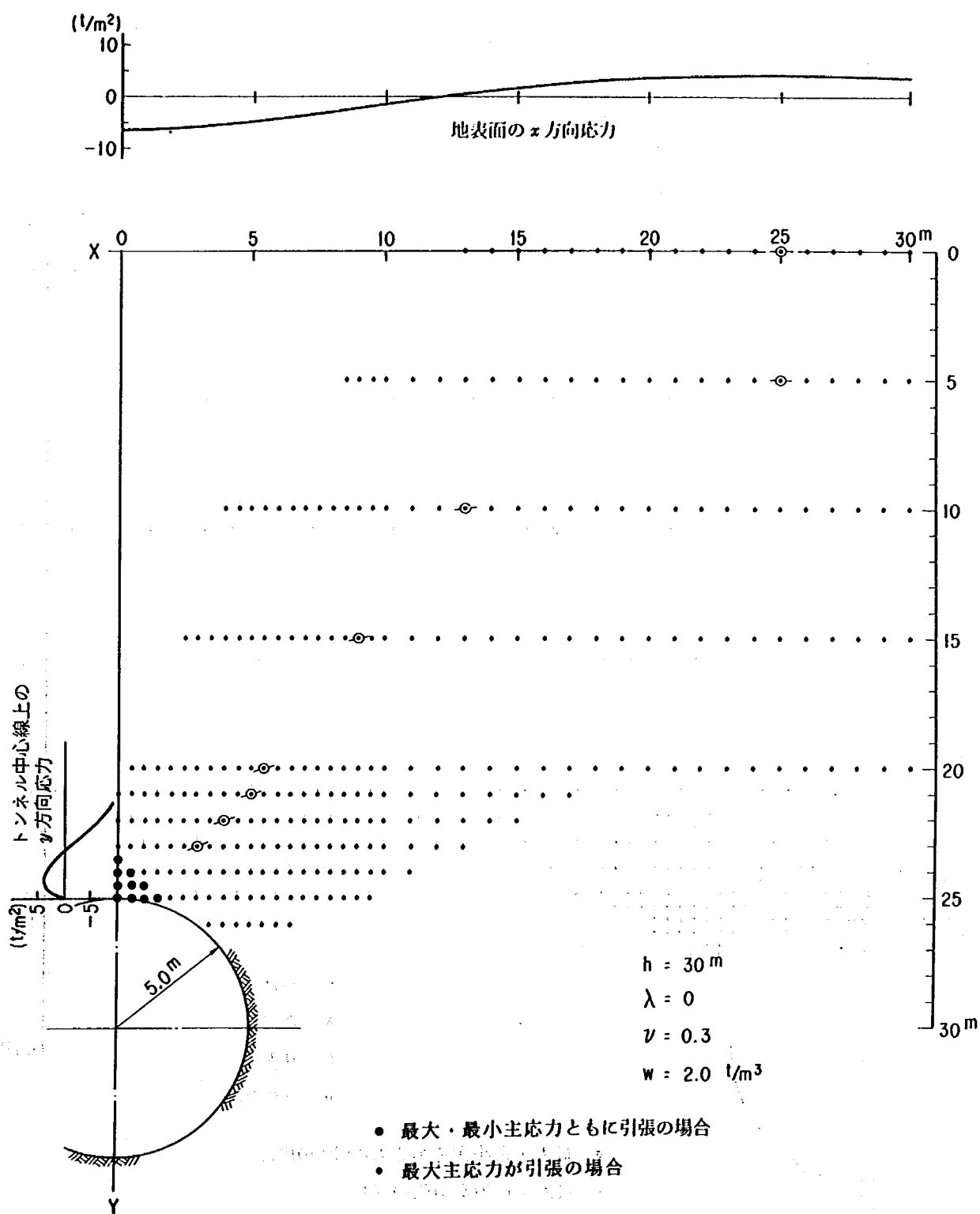


図-2.23 土被りの小さい場合における地山応力 (c)

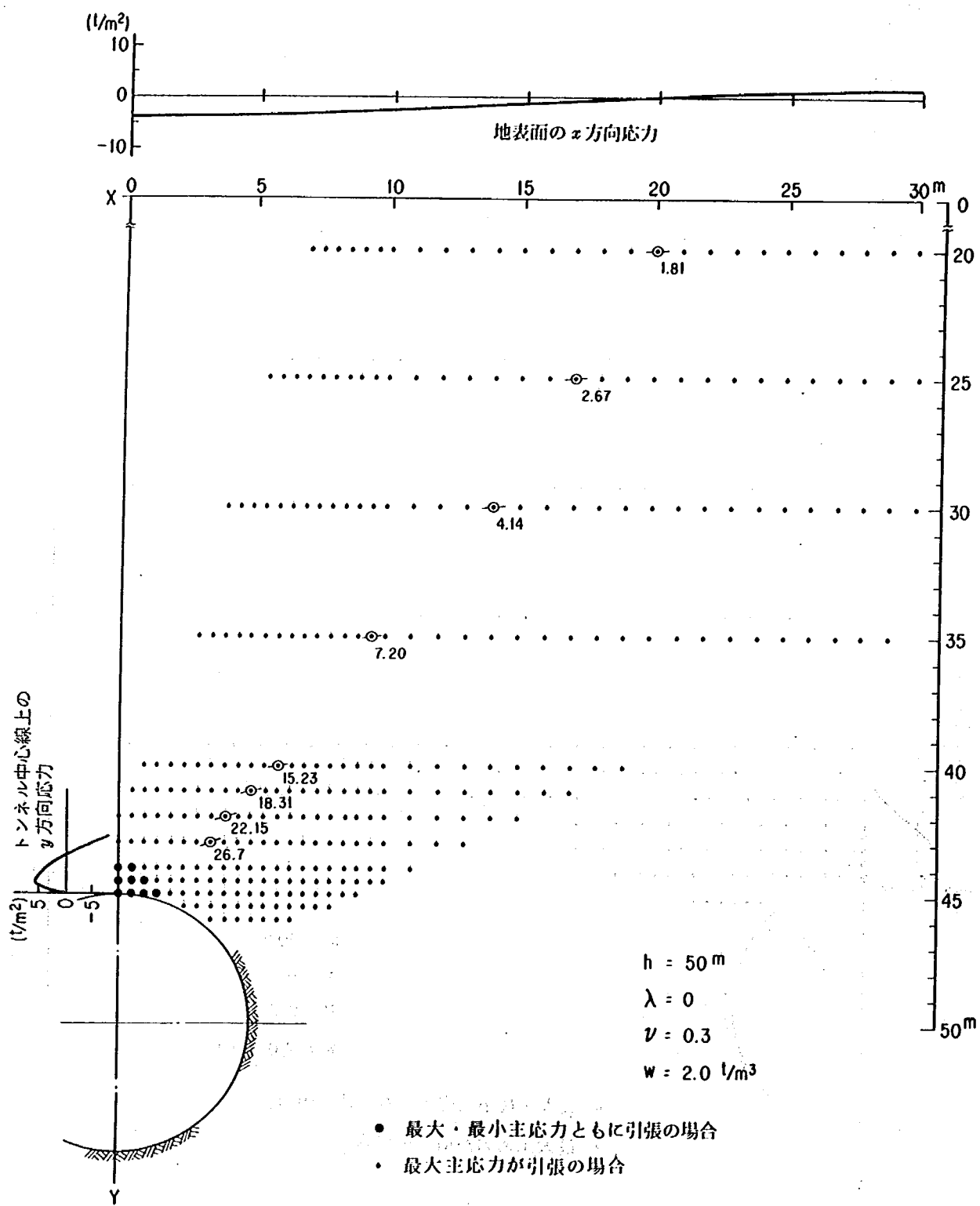


図-2.24 土被りの小さい場合における地山応力 (d)

2.3 トンネルに作用する土質力学的荷重

前節までの検討では、地山を連続体ないし、力学的不連続面を有する岩体として取扱ってきた。しかし、地山が土砂の場合や力学的不連続面の大きさがトンネルの大きさにくらべて小さい場合は土質力学における土圧の考え方と同じように取扱うことも考えられる。すなわち、極限平衡の状態を考え、掘削面の安定を保つにはどのような力が必要であるかを検討する方法である。この方法の代表的なものは、Terzaghiの土砂トンネルの土圧に関する式である。

Terzaghiは図-2.25に示すように、トンネルを掘削すると以前に存在していた地山の拘束がなくなるから $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ の角度で掘削面の底部から緩みが生じ、トンネル上部の地山に影響を与え、掘削面を幅 B 、高さ H の仮想的なプリズムを考え、このプリズムに作用する拘束力と自重との差から支保に作用する土圧を求めた。すなわち、図-2.25中で実線で示されるプリズムの側面に摩擦力および粘着力が作用して拘束するものとする、深さ z における厚さ dz の地山のバランス

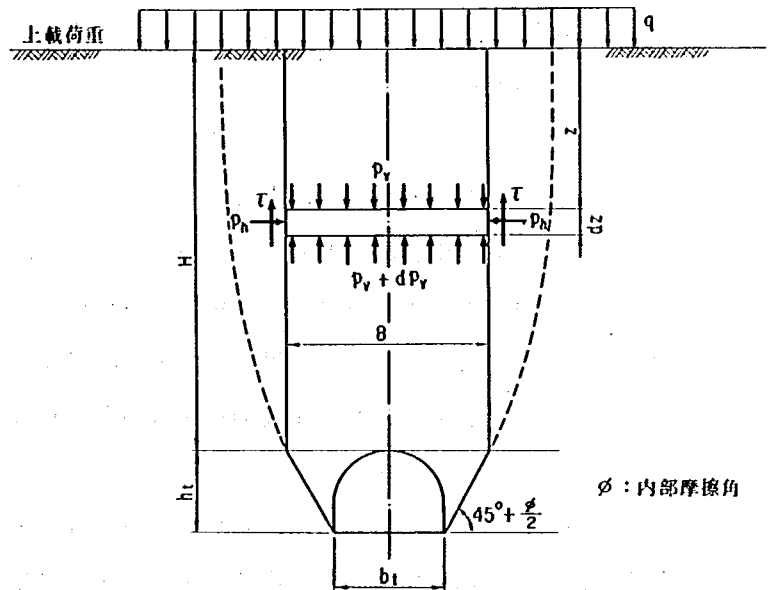


図-2.25 Terzaghiの土圧の仮定

は

$$B\gamma dz = B(p_v + dp_v) - Bp_v + 2\tau dz \quad (2.110)$$

となる。 B の値としては、トンネル天端高さまで緩みが進行するものとし、

$$B = 2 \left\{ \frac{b_1}{2} + h_1 \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \quad (2.111)$$

としている。また τ は、

$$\tau = c + p_h \tan \phi = c + kp_v \tan \phi \quad (2.112)$$

で与えられる。 k は p_v の有効率というべきもので実験で定まる定数である。式-(2.112)を式-(2.110)に代入して整理すると、

$$\frac{dp_v}{dz} = \gamma - \frac{2c}{B} - \frac{2kp_v \tan \phi}{B} \quad (2.113)$$

境界条件として $z = 0$ で $p_v = q$ を入れると

$$p_v = \frac{B\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2k \tan \phi} \left(1 - e^{-\frac{2k \tan \phi}{B} \cdot z}\right) + q e^{-\frac{2k \tan \phi}{B} \cdot z} \quad \dots\dots\dots (2.114)$$

が得られる。したがって、トンネルの天端における土圧 p_{vt} は

$$p_{vt} = \frac{B\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2k \tan \phi} \left(1 - e^{-\frac{2k \tan \phi}{B} \cdot H}\right) + q e^{-\frac{2k \tan \phi}{B} \cdot H} \quad \dots\dots\dots (2.115)$$

となる。

この式の意味するところは土被りが大きくなるとトンネルの支保に作用する土圧は一定値

$$p_{vt} = \frac{B\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2k \tan \phi} \quad \dots\dots\dots (2.116)$$

になることである。土被りが大きくなると土被りの大きさによって支保に作用する土圧は大きくならないことが経験的に確かめられており、この点は良く説明される結果となっている。しかし、式-(2.115)の p_{vt} は土被り H とともに単調に増加することを示しており、これは、土被りの比較的浅いところでトンネルの安定がより困難であるという経験を必ずしも説明していない。

また、 B の値すなわち緩みの生ずる結果、トンネルに向って落ち込もうとする地山プリズムの幅が土圧に大きな影響を与えるが、 B をトンネル天端を通る水平面で取るのが妥当であるかどうかは検討の余地のあるところである。実際には天端高さ以上にすべり面は発達するであろうから B の取り方としては危険側の仮定になっているといえる。もちろん、 c が大きい場合はすべり面そのものが生じない場合があるが、そのような場合はこの式の適用範囲外である。すべり面が生じたとしても、

$$\gamma < \frac{2c}{B} \quad \dots\dots\dots (2.117)$$

の場合は式-(2.115)から土圧は作用しないことになる。

以上のように式-(2.115)には種々の問題点はあるが、 k の値によって調整できるような形になっている。Terzaghiは k の値は1～1.5であるとしている。

また、 $\phi = 0$ の場合には、式-(2.113)から

$$p_{vt} = \left(\gamma - \frac{2c}{B}\right) H + q \quad \dots\dots\dots (2.118)$$

となって、トンネルに作用する荷重は土被り H に比例して増加することになる。

Terzaghiの理論は、トンネル掘削による再配分応力が地山の強度を超え、かつ、掘削面周辺の拘束が十分でないために応力の解放された領域が形成される場合に生ずる荷重の大きさを推定するのに用いることができるものと考えられる。図-2.26はこの概念的な考えを示すものであるが、応力が解放された領域が形成されるには掘削面の変位は相当な量に達する場合があることが、2.1(2)の検討から明らかであり、変位との関連を考慮しなければならない。

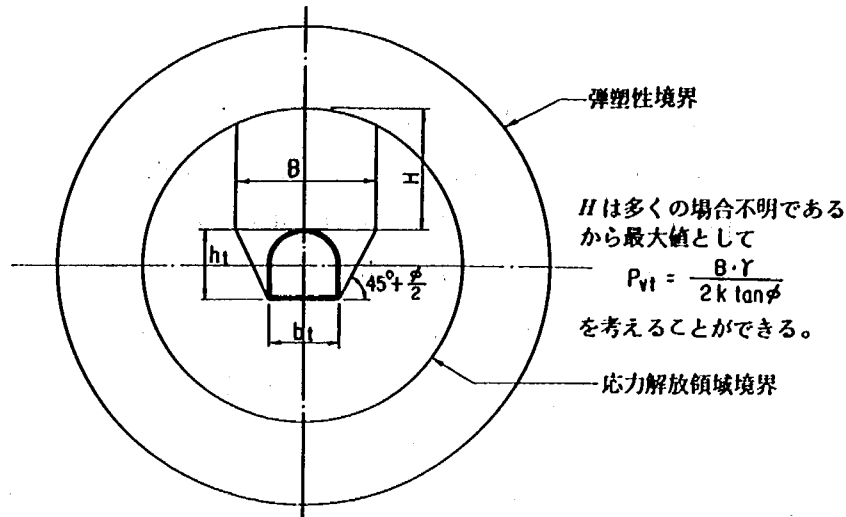


図- 2.26 極限緩み荷重としての Terzaghi 式の適用

2.4 地山の安定と支保構造物についての総括

本章においてはトンネルの支保構造物を検討する場合の前提条件として、トンネル掘削に伴うトンネル周辺地山の挙動について従来の考え方を試算および実績を加えて検討し、再整理を行った。その結果、支保構造の問題との関連において地山の挙動は次のように整理することができる。

- (1) トンネルの掘削に伴う地山の安定を考える場合は、掘削面周辺の再配分応力が地山の強度以内の場合と強度を超える場合とに分けて考えるのが適当である。
- (2) 掘削面周辺の再配分応力が地山の強度以内にある場合は、掘削面の变形が問題になることは一般的にないものと考えられ、緩み荷重すなわち地山の不連続面の影響による荷重のみを問題とすれば良い。
- (3) 再配分応力が地山強度を超えた場合には、緩み荷重とともに掘削面の变形が問題となる。
- (4) この場合のトンネルの安定あるいは掘削面の变形に与える影響の程度は、従来から指摘されている地山強度比のみでなく、地山の内部摩擦角に大きく支配される。
- (5) 掘削面の变形を拘束してトンネルの安定性を高めるために必要な圧力（支保の荷重）は、土被りの小さい場合を除いて一般的に非常に大きく、支保の耐荷力および変形特性との整合性で問題となる。
- (6) 再配分応力が地山強度を超えた場合の緩み荷重の要因には、力学的な不連続面の影響とともに、地山の降伏の結果地山としての一体性を失うことの影響を考慮することが必要である。
- (7) 掘削面の周辺の拘束が十分でなく、応力の解放された領域が形成されると、この領域の地山は、土被りの小さなトンネルの場合と同様に、初期地山応力に支配されるよりも、周辺の地山の重量が直接的な影響を持つようになるが、この場合にトンネル天端部の安定が特に問題となる。
- (8) また、この場合土質力学的な考え方を適用し、極限平衡的な考え方から支保に作用する荷重を求めることが考えられるが、変位との関連を別途検討することが必要と考えられる。

参 考 文 献

- 1) トンネル委員会 “道路トンネル便覧” 日本道路協会, 1975
- 2) Yamaguti, S., “On the Stress around a Horizontal Circular Hole in a Gravitating Elastic Solid ” Journal of the Civil Engineering Society of Japan, Vol. 15(1929), pp. 291 ~ 303
- 3) Schmidt, H., “Statische Probleme des Tunnel und Druckstollenbaues” 1926
- 4) Mindlin, R. D., “Stress Distribution around a Tunnel ” American Society of Civil Engineers, pp. 619 ~ 642, April. 1939
- 5) Greenspan, M., “Effect of a Small Hole on the Stresses in a Uniformly Loaded Plate.” Quarterly Appl. Math., 2, pp. 60 ~ 71, 1944
- 6) Brock, S. J., Heller, S. R. Jr. and Bart, R., “The Stress around a Rectangular Opening with Rounded Corners in a Uniformly Loaded Plate”, Trans. of the 3rd U.S. Congress on Appl. Mech., AIME, 1958
- 7) Yu, Y., “Gravitational Stresses on Deep Tunnels ” Journal of Appl. Mech. pp. 537 ~ 542, Dec. 1952
- 8) Kastner, H., “Statik des Tunnel - und Stollenbaus ” Springer-Verlag, 1962
- 9) Egger, P., “トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響 ” 海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料の調査研究報告書 日本トンネル技術協会, 1978
- 10) Obert, L. and Duvall I. R., “Rock Mechanics and the Design of Structure in Rock ” John Wiley & Sons, Inc. 1976
- 11) Kovari, K., “The Elasto-Plastic Analysis in the Design Practice of Underground Openings” Finite Elements in Geomechanics, John Wiley & Sons, 1977
- 12) 山口梅太郎、西松裕一 “岩石力学入門” 東京大学出版会, 1977
- 13) Tresca, H., “Comptes Rendus ” Aerd. Sci. Paris, 59. 1864
- 14) Terzaghi, K., “Rock Tunneling with Steel Support ” (Introduction to Tunnel Geology) The Commercial Shearing & Stamping Co., 1946

第3章 支保工載荷実験装置

前章においてトンネルの安定を支配する要素であるトンネル掘削による応力の再配分、それに伴う変形および支保構造物に作用する荷重について整理検討した。支保構造物の合理的な設計のためには、これら地山の基礎的な挙動とともに、支保構造物自身の性質を把握し、地山の挙動と支保構造物の挙動とが荷重および変位の点で整合のとれたものとする必要がある。

在来の支保工や覆工の設計においては、地質の状況からある荷重を仮定し、その荷重を支保工や覆工に作用させて応力計算を行い、作用応力が許容値以下となるようにするという方法が用いられてきた。このような手法は、橋梁など地上の構造物の設計手法を準用したものであるとみなすことができるが、トンネルの設計においては、作用荷重を明らかにすることが非常に困難であるとともに、支承条件もまた複雑であり明確にすることが難しいということのために、意味のある計算を行うのに問題がある。また、トンネルの鋼アーチ支保工や覆工はアーチ構造物であり、周辺が地山によって拘束された構造物であるので、構造物の一部が許容応力度を超え降伏が生じても、それが直ちに構造的な不安定に直接結び付くことはなく、新しい構造系が形成され、新たなバランスに達するようになる。すなわち、一部の降伏過程を含めて、支保構造物の挙動を理解する必要がある。

このためには、実験を行うことが望ましく、鋼アーチ支保工および覆工の力学的挙動の把握のために実物、または実物に近い模型を用いて載荷実験を行った。

支保工載荷実験装置は、鋼アーチ支保工や覆工などのトンネルの支保構造物の力学的挙動を調べるため、実物大の載荷実験を行うことを目的として、建設省土木研究所千葉支所構内に設けられた実験施設である。支保工載荷実験施設は反力枠、支承ブロック、ジャッキ、油圧ポンプ、油圧制御装置、載荷重計測装置、試験材据付け用クレーン装置などから構成される。トンネル構造物の試験装置として一番問題になることは、設定した載荷重がおのおのの載荷点において、他の載荷点と無関係に載荷できるようにしなければならないことである。すなわち、支保工のある一点に荷重が作用すれば、支保工はこのために変形する。もし、他の載荷点で、さらに載荷されると、この点には他の載荷点での荷重による変形を拘束しようとして生ずる反力が発生することになる。もし、この点の設定載荷重が、他点の影響としての反力より大きい場合は問題がないが、他載荷点の影響としての反力の方が大きいと、この載荷点には所定の載荷重よりも大きな荷重が作用することとなり、実験で目的とした載荷重パターンを保つことができなくなる。このため、この実験装置では油圧制御装置により、各載荷点の荷重を他の載荷点の荷重と無関係に一定に保つことができるようにした。図-3.1は、支保工載荷実験装置の全体図である。実験装置の各要素の概要は以下の通りである。

(1) 反力枠

これは載荷ジャッキの反力をとるためのもので、図-3.1に示すように内径13 m、外径17 m、深さ1.2 mの鉄筋コンクリート製の躯体である。この反力枠は反力枠を36等分した任意の各点に、50 tまでの荷重を任意に載荷できるように設計した。もし、一様に載荷した場合には、各点に120 t

までの荷重を加えることができる。試験材の形状に支承点を合わせるためには、コンクリートで適当な形に作られた支承ブロックを用いる。

(2) 荷重ジャッキ

荷重ジャッキの諸元は次の通りで、ジャッキは高さの調節が可能なジャッキ支持台の上に載せられている。

能力：50 t

ストローク：300 mm

ピストン径：125 mm (122.7 cm²)

最高作動圧力：410 kg/cm²

機 長：500 mm

シリンダー径：170 mm

型 式：両 動 型

頭 部 構 造：ユニバーサルヘッド

または、回転可能な十字溝

付ラムヘッド

(3) 油圧系統

図-3.2に示すように、油圧ポンプ、各荷重設定のための制御回路、設定荷重を一齐に荷重するための一齐荷重弁および同一の油圧をグルーピングするための油圧分岐パネルから構成される。

(a) 油圧ポンプ

18の油圧制御回路に対し、油圧ポンプは1台で図-3.3に示す油圧回路により圧力を調整し、各制御回路に分配する。最大18種類の圧力を設定することができる。主な仕様は次の通りであるが、後に、より圧力の保持精度を上げるために、一部の油圧制御回路に独立したポンプを設けた。

最大吐出圧力：600 kg/cm² 最大常用圧力：410 kg/cm² 吐出量：16 l/min

油 槽 容 量：300 l 冷 却 方 式：水 冷

(b) 油圧制御装置

油圧ポンプで発生した油圧は、18の油圧制御回路に導かれ、ここで所要の設定圧に下げられる。

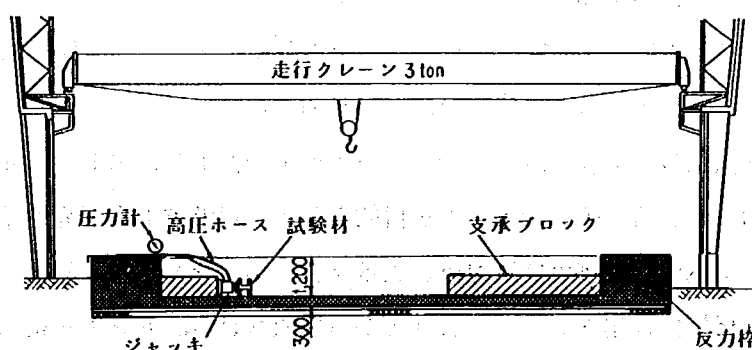
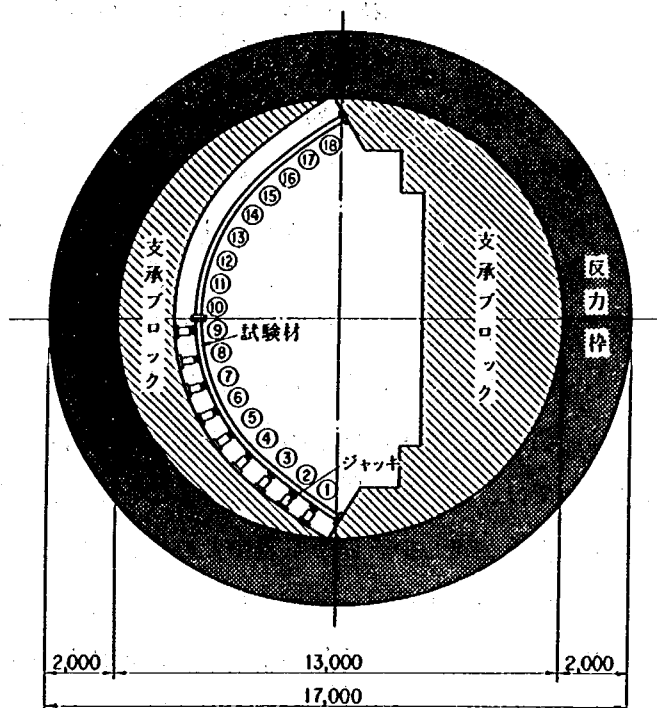


図-3.1 支保工荷重実験装置

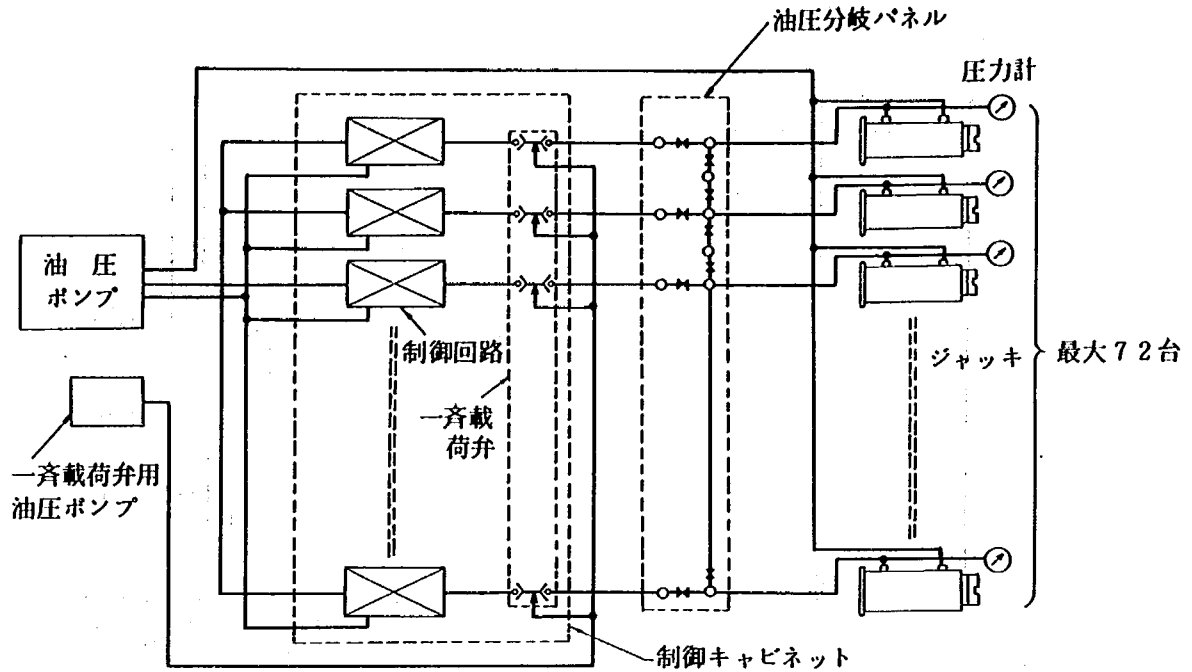


図-3.2 支保工載荷実験装置油圧系統図

また、油圧制御回路は他の点の載荷重と無関係に、すなわち、他点の載荷重による反力が出ないように、圧力を一定に保つように設計されている。この圧力制御は、圧力制御弁と減圧弁の組合わせにより行っている。所要圧力の設定は、油圧制御パネルに設けられたブルドン管式の油圧計を見ながら圧力制御弁と減圧弁を操作して行う。荷重の調節範囲は、0～50 tである。載荷速度の調整は、スロットルバルブの操作により可能である。図-3.4は油圧制御回路である。

(c) 一斉載荷弁

任意の荷重パターンを設定し、載荷を開始するときに一斉に各ジャッキが行動を開始するようにするため設けられたものである。すなわち、ある荷重段階での荷重で載荷を実施し、次の荷重段階に上げる場合に使用するもので、まず、その荷重段階でジャッキと油圧制御パネルとの間を、この弁により閉鎖して制御回路とジャッキ間の関係を断ち、制御パネル内で次の載荷重の設定を行い、その設定が終了した後、一斉に載荷弁を開き、一斉に次の段階への荷重を増加する。次の載荷重の設定を行っている間は、前段階の圧力が供試体が降伏に達していない限り保たれる。

(d) 油圧分岐パネル

油圧制御回路では、18の異なった油圧を発生させることができるが、載荷パターンによっては、2点以上で同じ荷重を載荷するようになることがある。この場合、同じ荷重を載荷する点は異なった油圧制御回路から圧力を受けるよりも、1つの油圧制御回路からの圧力を分岐して用いた方が荷重設定も楽であるし、また、荷重の対称性などの点で精度を上げることができ有利である。このた

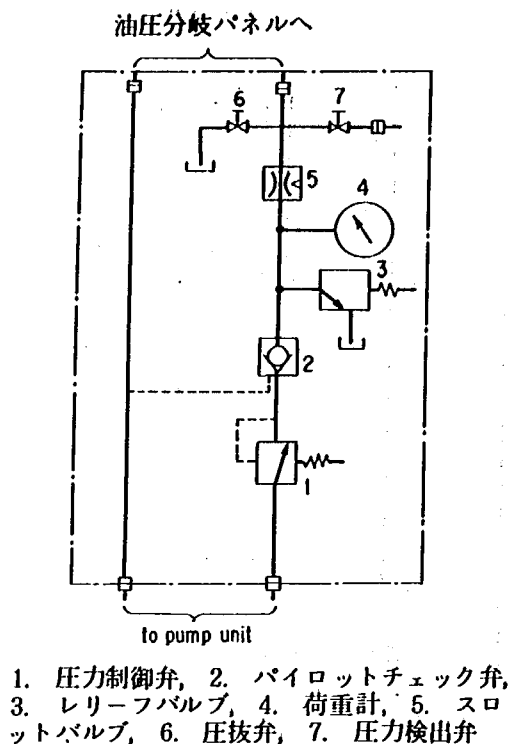
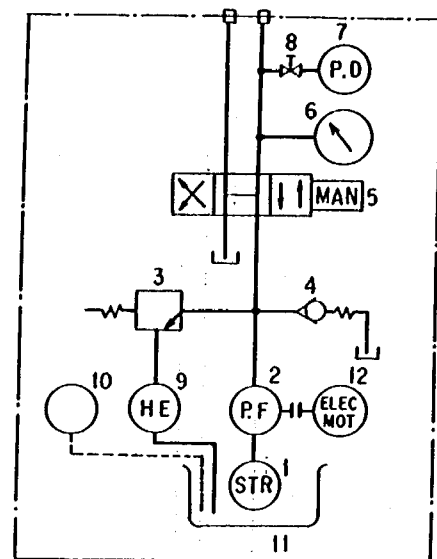


図-3.3 油圧ポンプ



最大吐出圧力 600 kg/cm²
常用最大吐出圧力 410 kg/cm²

図-3.4 油圧制御回路

めに設けたのが油圧分岐パネルで、任意の油圧制御回路の圧力を、圧力ホースの継ぎ変えおよびストップバルブの操作によって分岐することができるようになっている。

(4) 荷重計測

荷重の計測は、制御パネルに設けられたブルドン管式圧力計および配管末端に設けられた置針付ブルドン管式圧力計、並びに置針付ブルドン管式圧力計と併設された抵抗線歪式油圧変換器により行う。荷重の計測は、ロードセルを用いて直接行うのが望ましいが、供試体の変形に伴うジャッキの移動などのため、正確な荷重測定をできるような形でロードセルを取付けることが構造的に困難なため、油圧による間接的な荷重測定を行うこととした。このため、油圧の計測は正確に行う必要があり、本装置では、圧力計を検定するための二重シリンダー式のジャッキとプルービングリングを組合せた圧力検定装置を設けた。圧力検定装置の仕様は次の通りである。

型 式 : 高低2段切換式

プランジャー径 : 高圧 30 mm φ

低圧 60 mm φ

プルービングリング : 3 ton

図-3.5は荷重計による荷重と圧力計より求めた荷重の関係を示すが、除荷に際してはヒステリシスを持ち 1.0 t 程度の誤差を考えなければならない。一方向に動かす場合の誤差は比較的少ない。

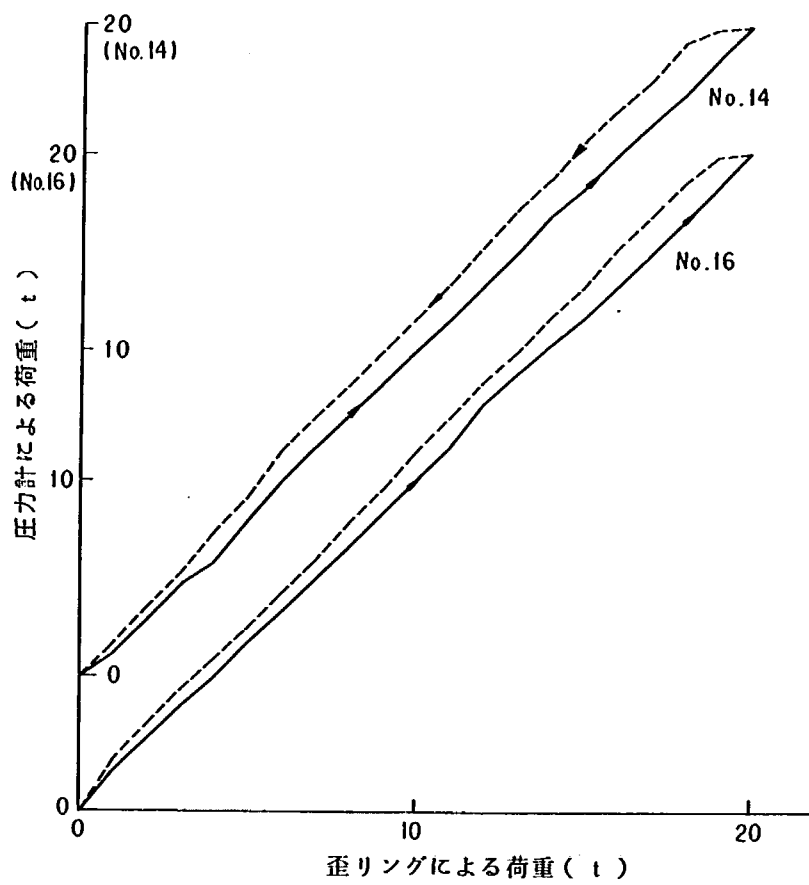


図- 3.5 歪リングによる荷重と圧力計による荷重

第4章 鋼アーチ支保工

木製支柱式支保工から鋼アーチ支保工へのトンネル支保工の交替は昭和30年代の後半から本格化し、安全性の向上、工事速度の増大などトンネル工事の発展に大きな影響を与えた。しかし、工事の合理化が進んだのは、鋼アーチ支保工によって大きな施工空間をとることができるようになり、大型の各種の施工機械の利用が可能になったためであり、トンネルの設計の考え方については、在来の木製支柱式支保工のときと大差のないものにとどまり、この方の影響は認めがたいのが実状である。これは、鋼アーチ支保工の作用が木製支保工と同様、地山荷重を支持するという機構に基づいているためで、設計にあたっては把握することが非常に困難な地山荷重を荷重として設定しなければならないこと、および支承条件、すなわち、地山との相互作用が明確でなく、構造的にも解析になじまない面が多く構造設計の信頼性に問題があるためと考えられる。地山荷重については、第2章で述べたように地山の変位と安定との関連において考えなければならないが、また、地山変位は支保の作用にも関連があり、施工によって変化する極めて複雑な現象を呈し、定量的取扱いが難しい。これに対し、鋼アーチ支保工の支承条件を含めた挙動は、載荷実験などを行って構造条件を明らかにし、その挙動をある程度把握できる問題である。鋼アーチ支保工の構造的挙動が明らかとなれば、地山荷重が既知の場合は支保工の使用量を合理的に決定できることになるとともに、支保工の種々の地山に対する適用性に対する検討の基礎がえられることになる。さらに、鋼アーチ支保工の線形形状など構造細部をどのようにすれば経済的になるかを検討することができる。

鋼アーチ支保工に対する研究は、導入の初期において木製支柱式支保工との対比において適用性や経済性を検討する目的で、坂本¹⁾によって載荷実験が行われ、鉄道トンネルに使用される標準的な鋼アーチ支保工の耐荷力とブロッキングポイントの間隔の影響などが求められている。

鋼アーチ支保工の合理的な設計のためには、さらに線形形状、拱頂継手等の細部構造の影響を検討するとともに、鋼アーチ支保工が構造力学的にどのように挙動し、どのようなモデル化が可能であるかを検討する必要がある。特に、鋼アーチ支保工の場合は地山との相互作用が重要であり、弾性領域を超えた領域を含めての受働荷重の発生について検討し、耐荷力と変形特性を求めなければならない。このため、支保工載荷実験装置を用いて実大の鋼アーチ支保工の載荷実験を行った。

4.1 鋼アーチ支保工載荷実験

鋼アーチ支保工の載荷実験は、図-4.1に示すアーチ部の内径5.17 m、覆工厚 0.7 mのトンネル(標準的な2車線的高速道路のトンネル)の支保工を対象として行った(写真-4.1)。

(1) 載荷点

鋼アーチ支保工への地山荷重の伝達は、図-4.2に示すようにブロッキングポイントにおいてくさび、および矢板を介して行われる。ブロッキングポイントは、掘削面の凹凸に応じて現場で適宜施工されるので、決して一様ではなく支保工ごとにばらばらである。したがって、載荷実験において、実状にならってブロッキングポイントを定めることは実験条件を一定にする点から難しいが、鋼アーチ



写真-4.1 鋼アーチ支保工載荷実験

表-4.1 供試体総括表

供試体 型式	アーチリブ部材	線 形	拱頂継手構造	底板構造	備 考
A	IH-175×175×8×13 $A = 5952 \text{ cm}^2$ $Z_x = 376 \text{ cm}^3$ $W = 46.7 \text{ kg/m}$	拱頂部付近に直線部を有す	継手上部に 10 mm の間隙を有す	アーチリブ軸線に直角	
		"	"	"	A-I と拱頂部の直線の長さおよび全長が若干異なる 他はほとんど同じ
B	H-200×200×8×12 $A = 63.53$ $Z_x = 472$ $W = 49.9$	"	"	"	B-I' は H-175×175×7.5×11 のセミキルドハイテン鋼を用いたもので、線形等は B-I 型に同じ
		"	"	"	引張曲げ加工 その他は B-I 型に同じ。
		"	"	"	溶接組立 H 鋼
C	"	拱頂部付近に直線部を有しない	継手板が密着した構造	"	
D	I P-216.3/7 $A = 46.03$ $W = 36.1$ $Z_x = 235$	拱頂部および脚部に直線部を有す	"	"	
	II P-216.3/5.8 $A = 38.36$ $W = 30.1$ $Z_x = 196.6$	"	"	"	
	III P-216.3/8 $A = 52.35$ $W = 41.1$ $Z_x = 262.9$	"	"	"	
M	I H-200×200×8×12	拱頂部および脚部とも直線部がない	"	"	
	II $A = 63.53$	"	"	"	拱頂部下部フランジに長さ 300 mm のカバープレートをするもの。 他は M-I に同じ。
	III $Z_x = 472$	"	"	"	拱頂部下部フランジに長さ 600 mm のカバープレートをするもの。 他は M-I に同じ。
	IV $W = 49.9$	"	"	フットプレートが水平	フットプレートの取付け以外は M-I に同じ。
	V	"	継手上部に 10 mm の間隙を有す	アーチリブの軸線に直角	拱頂継手以外は M-I 型に同じ。
	VI	拱頂部に直線部を有す	継手板が密着した構造	"	拱頂部に直線部を有する以外は M-I 型に同じ。
FD	I 変形 H-200 C $I_x = 4769 \text{ cm}^4$ $Z_x = 456, 380$	"	継手上部に 10 mm の間隙を有す	"	アーチリブ形状以外は B-I 型に同じ。
	II 変形 H-200 C $I_x = 5302 \text{ cm}^4$ $Z_x = 408$	"	"	"	"

(2) 供 試 体

圖-4.3 標準載荷點

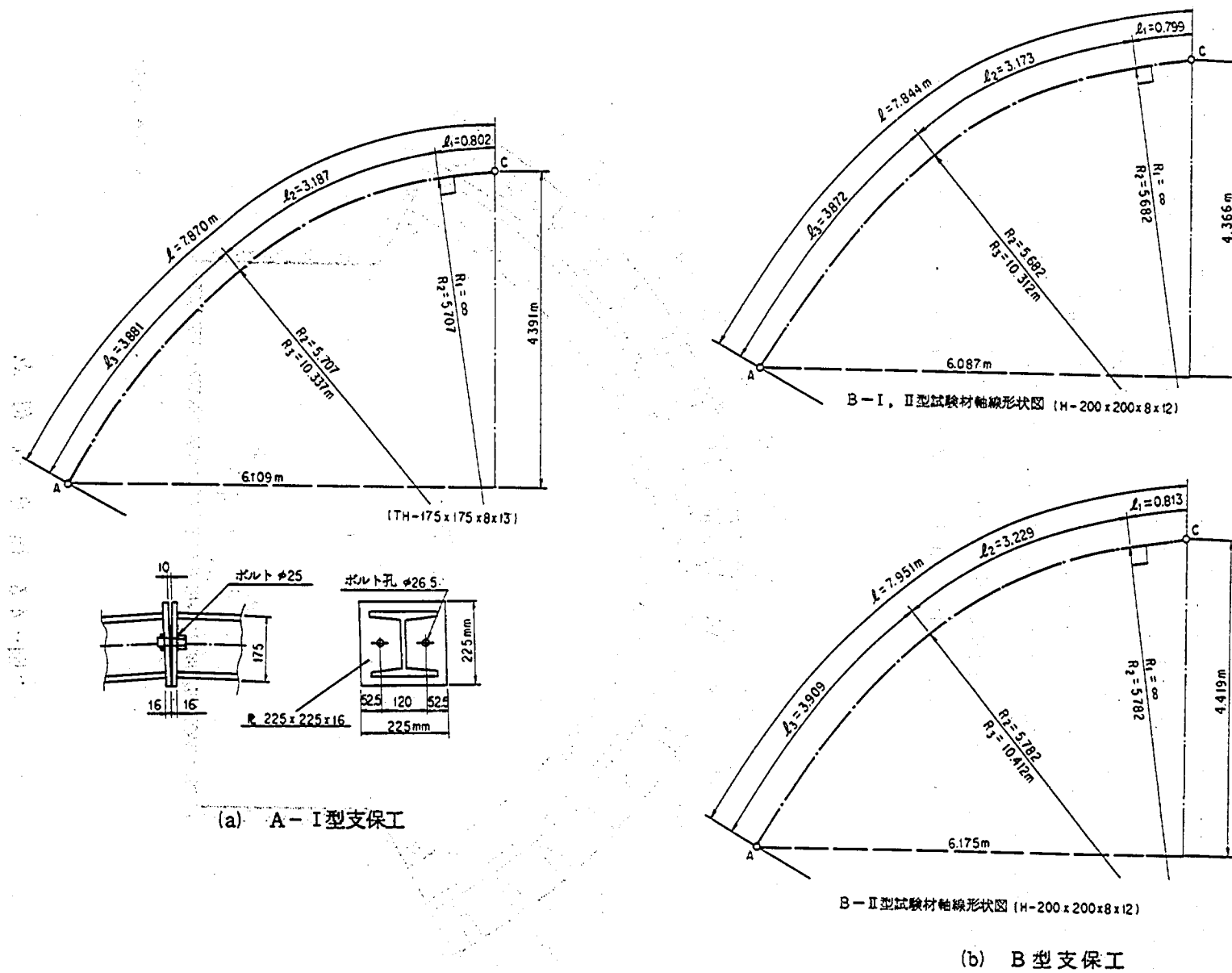
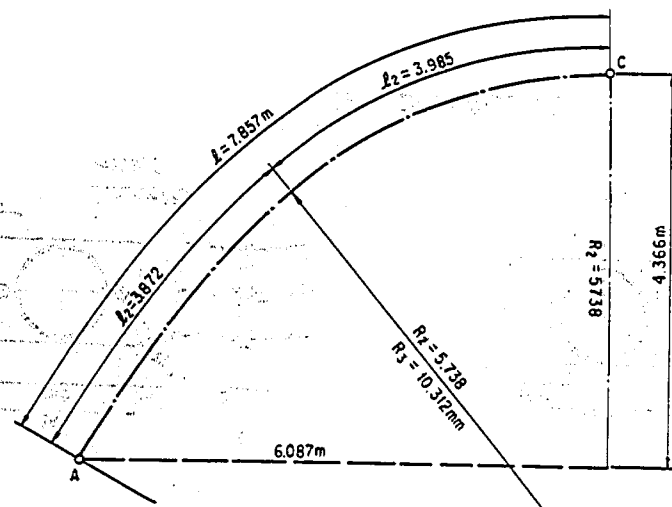
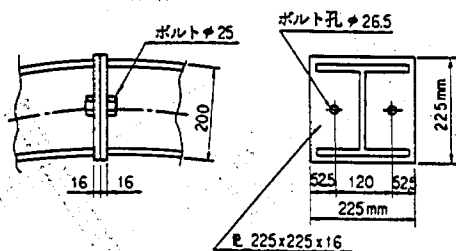


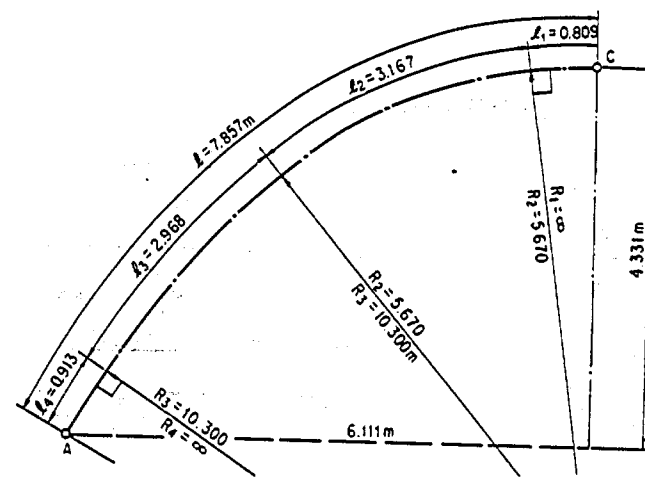
図-4.4 実験に用いた支保工の形状寸法



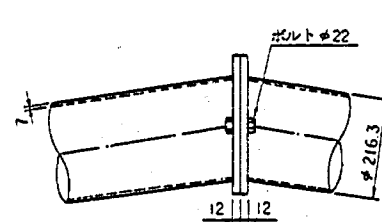
(H-200 x 200 x 8 x 12)



(c) C型支保工

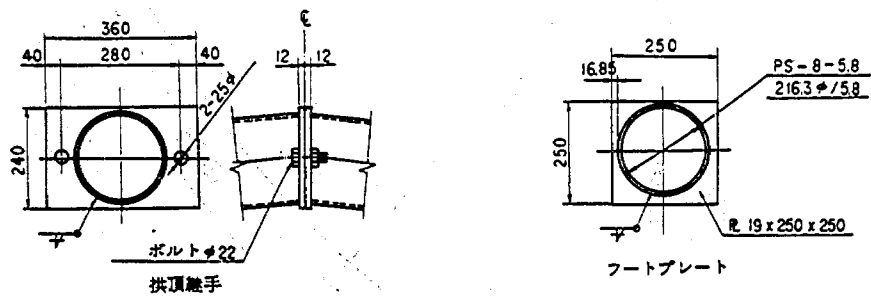
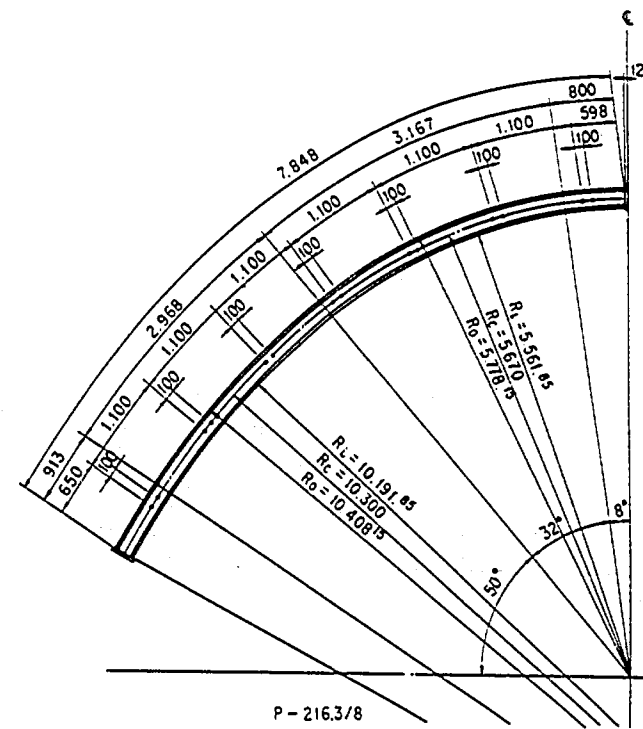
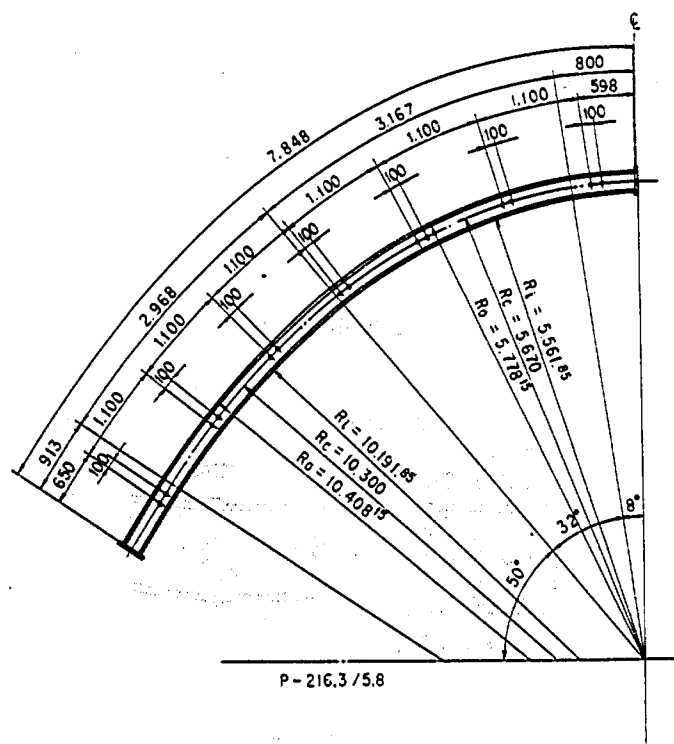


(P = 216.3/7)

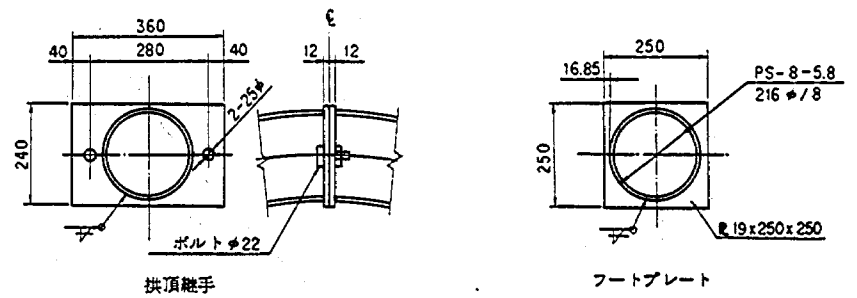


(d) D-I型支保工

図-4.4 実験に用いた支保工の形状寸法

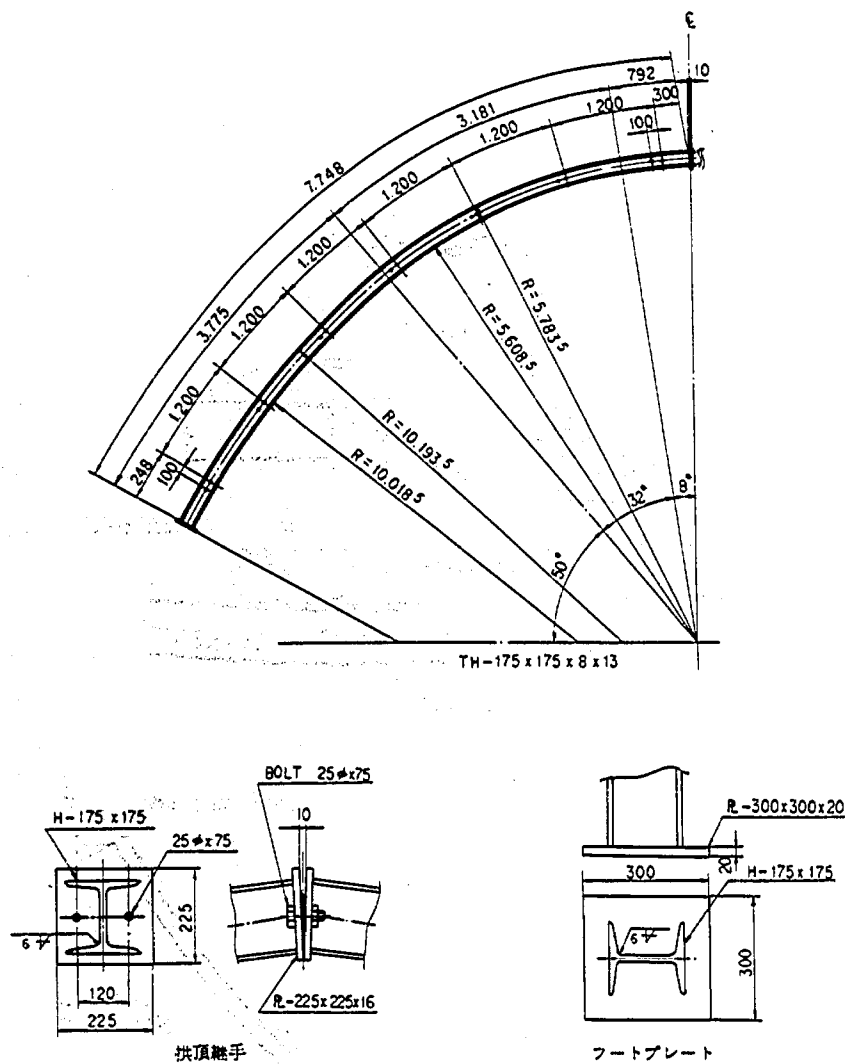


(e) D-II型支保工

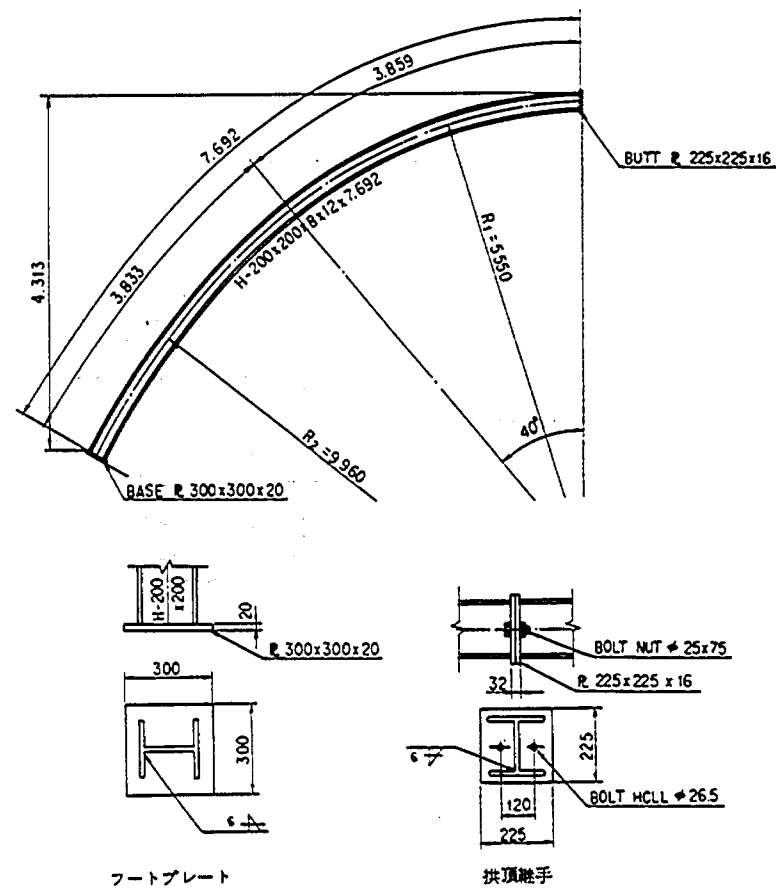


(f) D-III型支保工

図-4.4 実験に用いた支保工の形状寸法

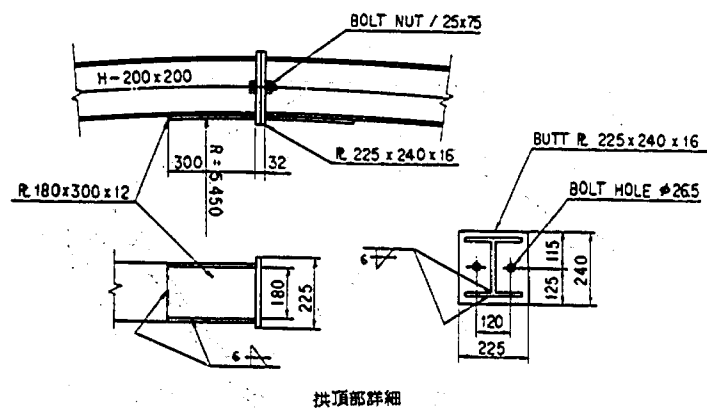
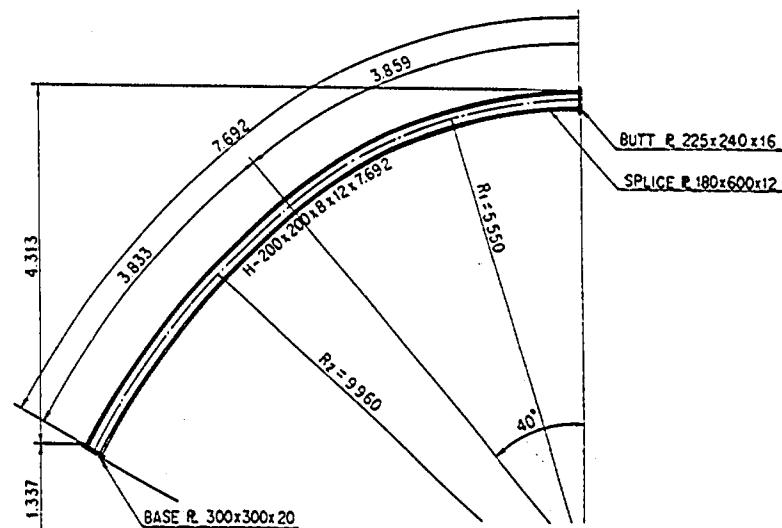
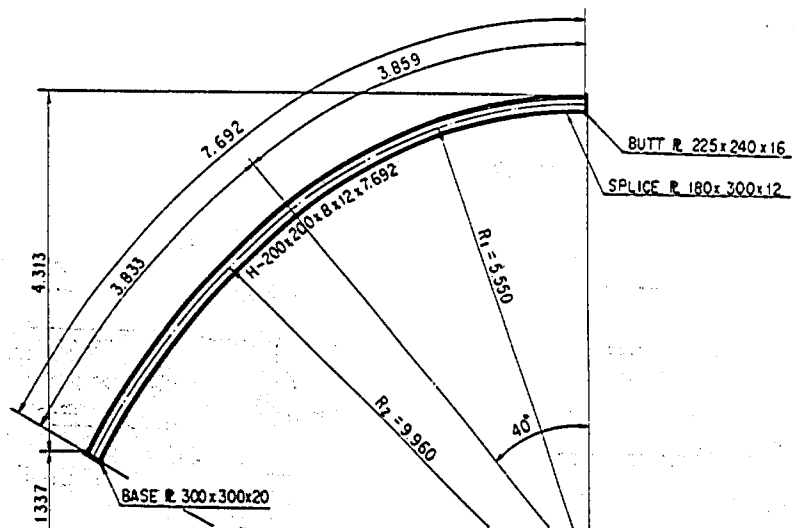


(g) A-II型支保工

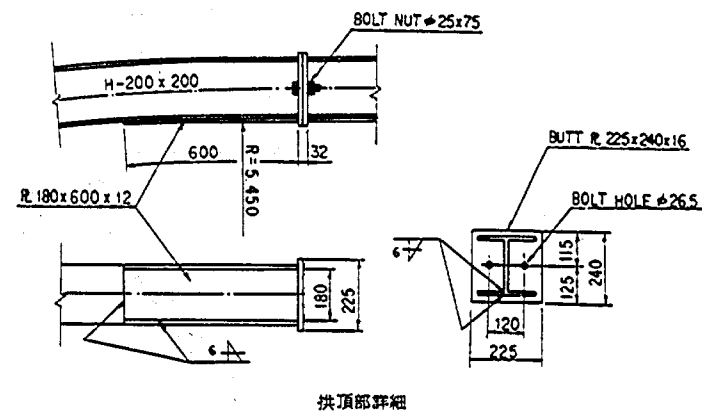


(h) M-I型支保工

図-4.4 実験に用いた支保工の形状寸法

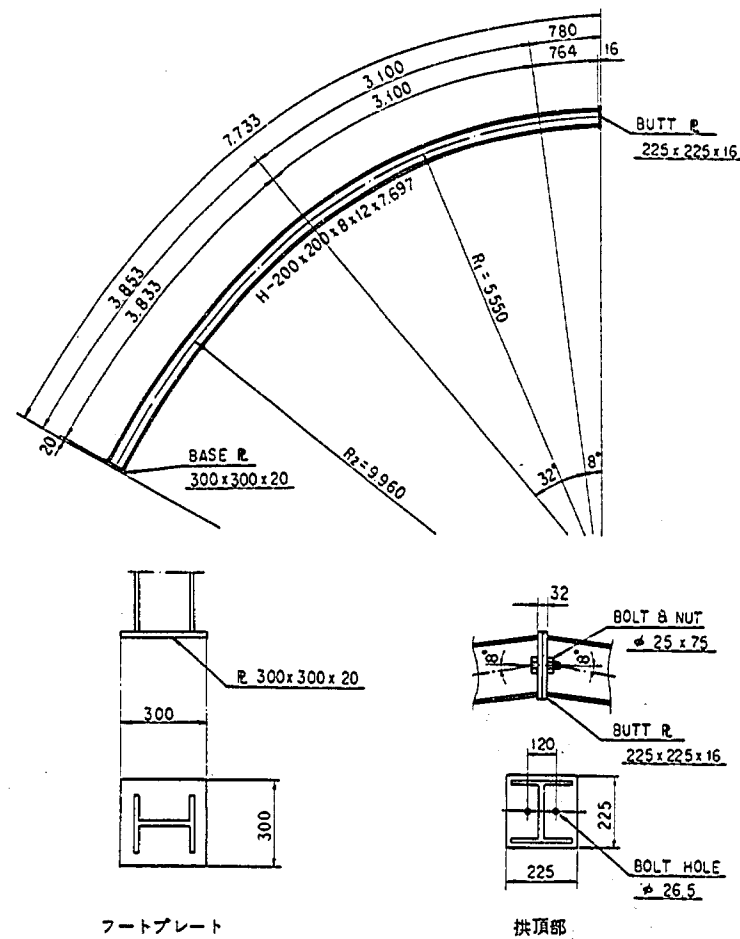


(i) M-II型支保工



(j) M-III型支保工

図-4.4 実験に用いた支保工の形状寸法



(m) M-V型支保工

図-4.4 実験に用いた支保工の形状寸法

の影響や加工による降伏点の変化の影響を調べることが目的としたものである。試験材の材質は、特に断わらない限り、一般構造用圧延鋼材（JIS G3101 SS41）である。

(3) 載 荷 重

鋼アーチ支保工の載荷実験を行う場合に、いかなる荷重を載荷すべきかは、既述のように設計荷重の大きさと分布が必ずしも明確にされていないことから、決めるべき根拠に乏しい。この点、トンネル工事の施工途中において鋼アーチ支保工の応力を測定し、その結果から作用荷重の分布を求め、設計に反映する試みが多くなされてはいるが、計測および解析上の問題が多く、⁴⁾ 納得できる一貫性のある結果を得ることはなかなかできないのが現状である。しかも、鋼アーチ支保工に作用する荷重は、特定した支保工に関するものを一般化することができず地質条件、施工条件、ブロッキングなど支保工の支承条件によって変わるものであると考えなければならない。したがって、実験における載荷重としては、かかる実情を踏まえ、荷重特に分布条件を整理し、生起しうる代表的な条件にまで理想化した荷重を用いざるをえない。

(a) PW 荷 重

一般に、鋼アーチ支保工の設計を行う場合は、Proctor & White の方法が多く用いられる。⁵⁾ Proctor & White の方法は、図-4.5に示すように鋼アーチ支保工の上部に一樣な高さのゆるみ高さを仮定し、この緩み領域の重量がブロッキングポイントを介して支保工に伝達されると考えるも

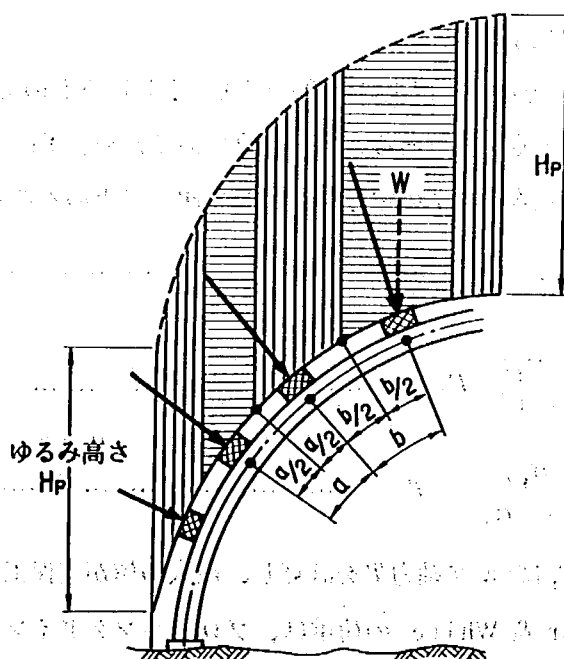


図-4.5 Proctor と White の方法による支保の荷重

のである。この際、ブロッキングポイントを図-4.6のように理想化してアーチリブの軸線に直角方向の荷重しか作用しないものとする。すなわち、ブロッキングポイントにおいては、図に示すようにアーチリブの軸線上において、ゆるみ荷重 W と支保工の反力（支保工に作用する荷重） F_r およびこれらの力の釣合いを保つために、地山内部に生じる F_p が釣合いを保つものとする。この際、 F_r は F_p の方向が支保工の接線方向と一致したとき最も小さくなるが、水平と F_p のなす角度が大きいと、地山の内部摩擦角度を大きくとりすぎることになるので、最大を 25° としている。したがって、 F_p の方向は水平から 25° 以内の支保工の接線方向、あるいは 25° となる。このように、 F_p を仮定してブロッキングポイントごとに釣合いが成立するように F_r を求めている。 F_r は、ブロッキングポイントにおいて作用する緩み荷重 W と支保工の接線方向が定めれば求まる値であり、緩み荷重 W に基づいて支保工に作用する主働荷重である。

次に、この F_r が支保工の各ブロッキングポイントに作用することを考えると、各ブロッキングポイントでは図-4.7に示すように、ブロッキングポイント前後の支保工の軸力 T_i 、 T_{i+1} と F_r が釣合うものとする。すなわち、ブロッキングポイントにおいて曲げモーメントが零、すなわち、ヒンジであると仮定することになる。したがって、 F_r が与えられればブロッキングポイントにおいて T_i 、 T_{i+1} は定まる。しかし、隣り合うブロッキングポイント間の支保工の軸力 T は等しくなければならないから、各ブロッキングポイントに作用する F_r 方向の力（ F_i ）は任意に決まるものではなく、一定の関係が必要である。すなわち、主働荷重 F_r とブロッキングポイント相互間の釣合いを保つために必要な F_i 方向の力は、必ずしも等しくはならない。しかし、 F_i は、主働荷重より小さくなることはないから、最大の軸力を与える F_r の値によって他のブロッキングポイントの F_i が定まることになる。 F_i と F_r の差が受働荷重である。

Proctor & Whiteの方法は、以上の計算を図式により行うものである。図-4.8は、図式計算の例で、試験材A型に対する計算である。図式計算であるため、正確さは必ずしも高くない。正確に計算するためには、図-4.6、4.7の記号を参照して次式で求めることができる。

$$F_r = \frac{\cos \delta}{\cos(\alpha - \delta)} W \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$T_i = \frac{\cos(\theta_{i+1} - \alpha_i)}{\sin(\theta_i - \theta_{i+1})} F_i \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$T_{i+1} = \frac{\cos(\theta_i - \alpha_i)}{\cos(\theta_{i+1} - \alpha_i)} T_i \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

各ブロッキングポイントの F_r について軸力 T を計算し、最大の値が支保工の軸力となる。

以上のようにProctor & Whiteの荷重は、ブロッキングポイントにおいて曲げモーメントが作用しないという支保工にとって最も都合の良い荷重であるが、鋼アーチ支保工はアーチとして荷重を支持するので、1つの極限的に理想化された荷重と考えることができ、また、他に基準とすべき荷重もないので、実験にあたっては、Proctor & Whiteの荷重（PW荷重）を標準の荷重として用いる

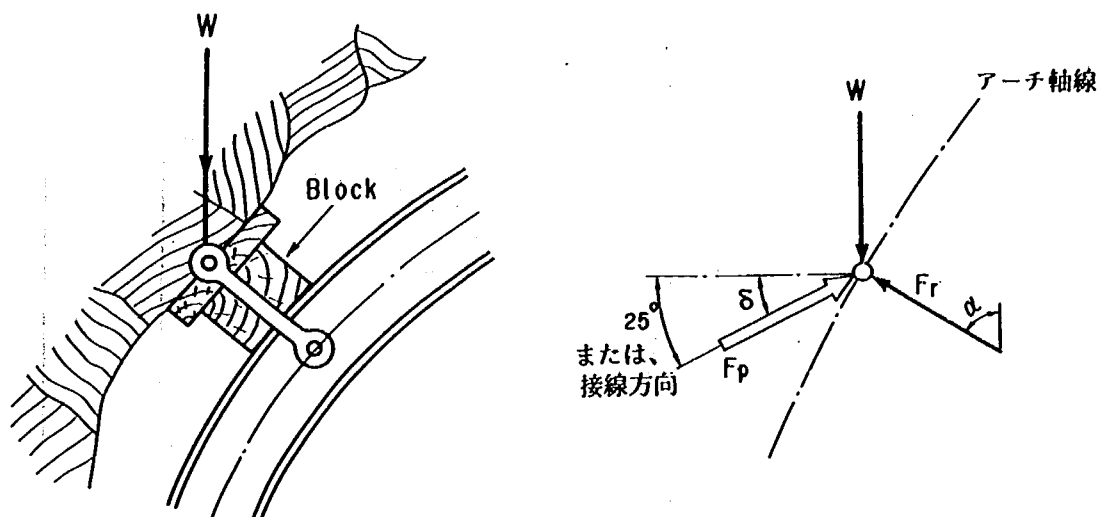


図-4.6 ブロッキングポイントにおける荷重の伝達と釣合い

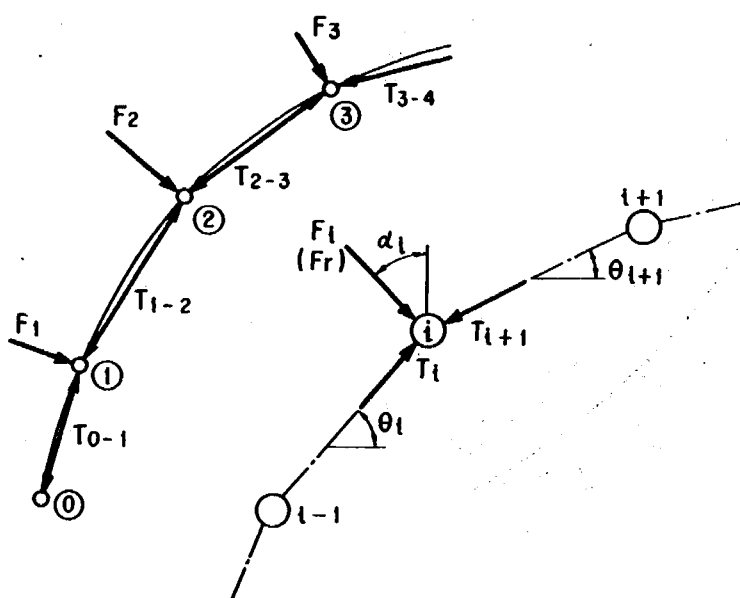


図-4.7 ブロッキングポイント相互の関係

こととした。

PW荷重の他に、荷重の種類による影響を調べるため次の荷重を用いた実験も行った。

(b) TA 荷 重

この荷重は、Proctor & White の方法において、主働的に作用する荷重 F_p を直接作用させるもので、受働荷重の発生が全くないとした荷重である。

(c) ASY 荷 重

No.	W	1 mのゆるみ高さに対する荷重		
		主 荷	受 荷	F_c
1	1.24 t	1.65 t	—	1.65 t
2	1.40	1.43	0.41 t	1.84
3	1.57	1.54	0.46	2.00
4	1.73	1.65	0.24	1.80
5	1.89	1.76	0.64	2.40
6	2.08	1.92	1.16	3.08
7	2.27	2.11	1.43	3.54
8	2.38	2.35	1.94	3.29
9	2.00	2.00	0.43	2.43

(注) トンネルの軸方向1 mに対する計算
地山の単位体積重量は 2.7 t/m^3

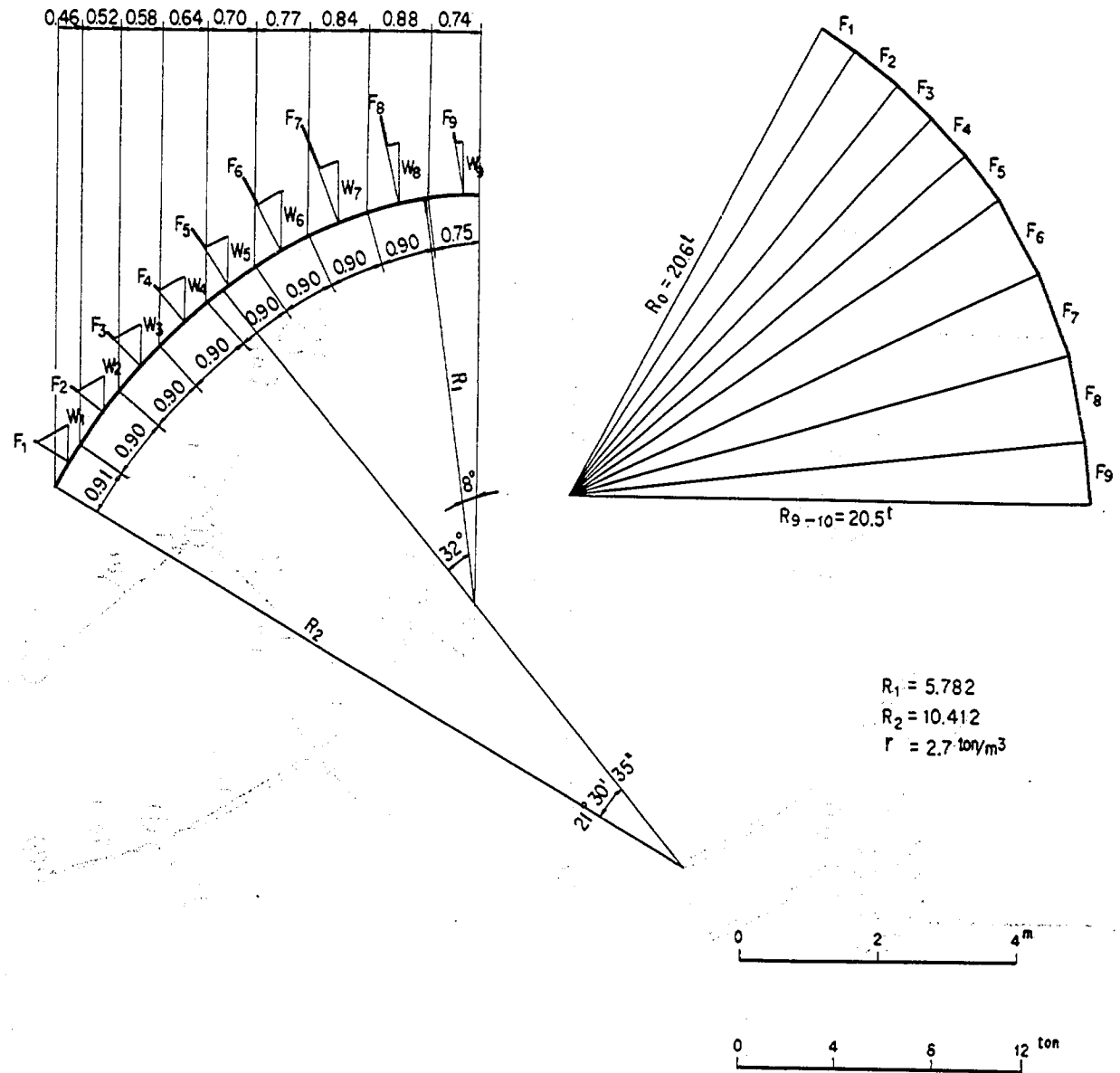


図-4.8 Proctor & White の荷重計算法

この荷重は図-4.9に示すよ
トンネルの両端で a 、および $2a$ 、
 $2a$ の側から $1/4l$ の点で $3a$
の高さになるようなゆるみ荷重
が作用することを想定したもので、
偏荷重が作用する場合を考
えたものである。

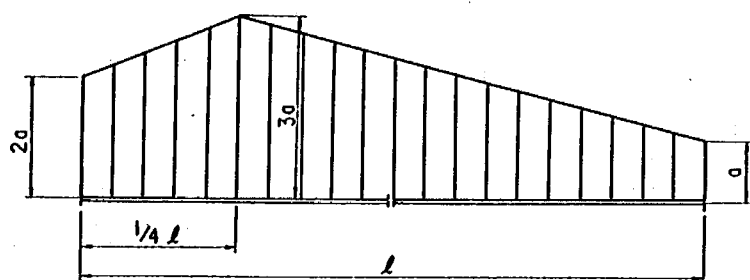


図-4.9 ASY 荷重

(d) PARA 荷重

この荷重は図-4.10に示す
ように、トンネルの中央部分が
トンネル幅の $1/2$ の幅で次々
に緩んでいくことを想定した荷
重である。図-2.18のような
緩みや図-2.21～24の引張
領域の地山荷重を想定したもの
である。

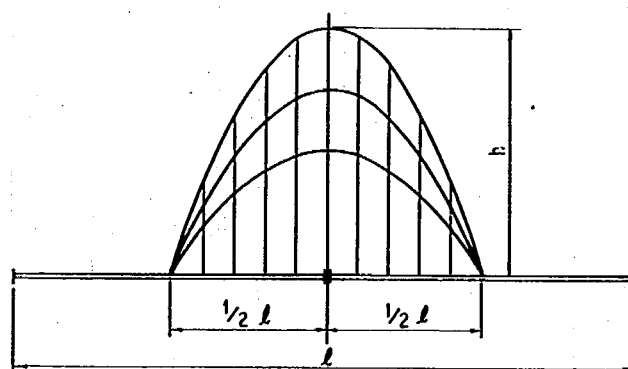


図-4.10 PARA 荷重

(e) PWS 荷重

この荷重は、ブロッキングポ
イントの間隔の影響を調べるための荷重で、図-4.3に示す標準の載荷点から1～4点を抜きとり、
あるいは載荷点間の間隔を変えて、それに相当するPW荷重を求めたものである。PWS-I～PWS
-Vまで5種類を想定した。

(f) UNIF 荷重

この荷重は、すべての載荷点に同じ荷重を加えたものである。

以上、6種類の荷重の値を表-4.2に示す。

(4) 実験の種類

実験は、表-4.1に示す試験材と表-4.2に示す載荷重を組合せて行ったが、弾性範囲内における
実験と破壊実験に分けることができる。

弾性範囲内における実験は主として、鋼アーチ支保工の力学的な挙動をとらえるための実験で、破壊
実験に供する前の試験材を用いて、弾性の範囲において載荷実験を行うものである。弾性反力板実験、
単位荷重実験、荷重パターン実験、受働荷重実験など行った。弾性反力板実験は、ブロッキングポイ
ントにおけるくさびの変形特性を模した弾性反力板を載荷点に設置し、各載荷点ごとに単独荷重を載
荷して、くさびの効果を含めた影響線を求めようとするものである。単位荷重実験は、単位荷重載荷
による応力変形を求める実験である。荷重パターン実験および受働荷重実験は、試験材の数の関係か
ら各構造、各荷重の組合せによる破壊実験が行えないのを補う意味で、破壊実験の前段において弾性

表-4.2 載 荷 重 総 括 表

荷重 種類 載 荷 点	P W			T A		ASY	P W S					P A R A					UNIF
	I	II	III	II	III		I	II	III	IV	V	1m	2m	3m	4m	5m	
①	1.7 t	1.36 t	1.42 t	1.36 t	1.42 t	1.45 t	2.10 t	1.35 t	1.8 t	1.55 t	1.35 t	—	—	—	—	—	1.0
②	1.8	1.81	1.81	1.45	1.44	2.11	—	1.80	(1.4m) 2.50	(1.1m) 2.00	1.70	—	—	—	—	—	1.0
③	2.0	1.81	1.81	1.56	1.54	2.31	3.15	1.85	(1.2m)	(0.95m) 2.00	1.95	—	—	—	—	—	1.0
④	1.9	1.83	1.82	1.66	1.64	2.51	—	1.85	2.0	(1.1m) 2.30	(1.05m) 2.30	—	—	—	—	—	1.0
⑤	2.4	2.75	2.71	1.76	1.73	2.66	4.95	2.70	2.5	2.75	(1.10m)	—	—	—	—	—	1.0
⑥	3.1	3.27	3.22	1.89	1.88	2.55	—	3.90	3.10	(1.1m) 3.70	3.75	0.27	0.56	0.85	1.14	1.43	1.0
⑦	3.5	3.27	3.22	2.12	2.07	2.42	5.95	(1.2m) 4.70	3.10	(1.05m) 3.45	(1.10m) 3.65	1.12	2.28	3.44	4.60	5.76	1.0
⑧	3.3	3.26	3.22	2.33	2.27	2.28	—	(1.5m)	2.65	2.65	(0.95m) 3.55	1.91	3.83	5.76	7.68	9.61	1.0
⑨	2.4	2.70	2.14	2.00	1.96	1.80	4.45	4.25	3.10	3.30	(1.20m) 3.70	1.93	3.84	5.77	7.70	9.62	1.0
計	22.1	22.06	21.37	16.13	15.95	20.09	20.9	22.4	20.75	21.40	21.95	—	—	—	—	—	9.0
備 考	S4001 ~S4111 図計算	S4201 ~S4303	M431 ~M447				S4304 図計算	S4305 "	S4306 "	S4308 "	S4307 "	M438					

1) PW, TA, PWS については緩み高さ 1 m の値を示す

2) ASY は図-4.9 の α が 1 m の時の値を示す

3) PARA については 6 m 以上の値は省略

4) PW, TA, PWS の緩み n m の値は表の値を n 倍すれば良い

5) PWS 欄の () の値は荷重点間の距離

6) ⑥~⑨ 荷重は ASY を除いて ①~⑤ と同じである

7) トンネル軸方向の長さはすべての荷重について 1 m

8) 地山の単位体積重量は 2.7 t/m³ とした

範囲内の挙動を調査する実験として行ったものである。受働荷重実験は、ジャッキのストップバルブを閉じ、ジャッキをバネ（地山）として行った。

破壊実験は、鋼アーチ支保工の最終耐荷力および弾性範囲を超えた領域での挙動を調べるための実験で、本実験における最終目的の実験である。実施した破壊実験の一覧を表－4.3に示す。

破壊実験は大別すると、対称荷重実験と受働荷重実験とに分けることができる。

対称荷重実験は、対称荷重であるPW、PWS、TAを表－4.2に示される通りジャッキに設定して載荷するもので、①～⑯の荷重は油圧制御装置によりプログラムされたように保たれる。すなわち、支承以外では変形は拘束されることがないように、すべての載荷点で主働的に載荷される。

受働荷重実験は、一部分の載荷点にのみ主働的荷重を載荷し、残りの載荷点は地山側への変形を拘束して受働荷重が発生するようにしたものである。変形の拘束はジャッキの油圧回路を閉じて、ジャッキが内部の油の弾性によるバネとして作用するようにして行った。油圧を計測することにより、発生した受働荷重を知ることができる。主働荷重として用いた荷重はPW、TA、ASY、PARAで、主働荷重点と受働荷重点の区分は表－4.4に示す通りである。PW、TA、ASY荷重では、支保工の片側に主働荷重を作用させ、もう一方の片側を受働荷重点とするように計画した。すなわち、偏荷重として極めて極端な荷重を想定したことになる。主働荷重点と受働荷重点の境界の挙動は微妙であり、主働点とするか受働点とするかは予備実験等により定めた。

表－4.4 受働荷重実験における主働点、受働点の区分

荷 重	主働荷重点	受働荷重点	備 考
ASY-PSV	① ～ ⑧	⑨ ～ ⑯	左、右逆の荷重とする場合もある。
PARA-PSV	⑥ ～ ⑬	①～⑤, ⑭～⑯	
PW-PSV	① ～ ⑨	⑩ ～ ⑯	左、右逆の荷重とする場合もある。
TA-PSV	① ～ ⑨	⑩ ～ ⑯	〃

1) PSVは受働荷重試験(Passive load test)を示す。

(5) 載 荷 方 法

荷重の所定の荷重パターンに従って段階的に行った。載荷ピッチは、表－4.2に示す緩み荷重1mに相当する荷重を原則とし、破壊に近づいた時点でピッチを0.5mとした。したがって、表－4.3に示した破壊荷重は0.5mの範囲を持つことになり、表の値は示した値から次の荷重段階に達する段階で破壊したことを示す。1つの荷重段階から次の荷重段階に移る際の操作は3.1(3)(c)で説明した通りである。

鋼アーチ支保工の現場での建込みでは、パッキングという操作が行われる。パッキングとは、鋼アーチ支保工と地山の間にくさびを打ち込んで支保工を締め上げ、地山との密着を良くする作業である。

表-4.3 鋼アーチ支保工破壊実験一覧表(1)

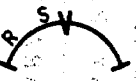
実験番号	試験材の種類	型式記号	型式	載荷重	破壊荷重	破壊時の 脚部軸力	破壊点	最大変位量 及びその点	備考
S4001	TH-175×175×8×13 A=5952cm ² W=46.7kg/m Z _x =376cm ³	A (図-4.4(a))		PW	6.0m	131	拱頂部	75mm ③, ④	
S4002	"	"	"	"	6.0	126	"	25 ⑧, ⑨, ⑩, ⑪	
S4003	"	"	"	"	6.0	127	"	60 ③, ④	
S4004	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=499kg/m Z _x =472cm ³	B-I (図-4.4(b))	"	"	7.0	147	"	35 ⑫, ⑬	
S4005	"	"	"	"	6.5	141	拱頂部 (捩れ大)	35 ⑮	
S4006	"	"	"	"	7.0	147	拱頂部	50 ⑮, ⑯	
S4101	P-2163 ^{OD/7} A=4603cm ² W=361kg/m Z _x =235cm ³	D-I (図-4.4(d))		"	6.0	123	"	50 ⑮, ⑯	
S4102	"	"	"	"	6.0	117	"	50 ⑭, ⑮	
S4103	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=499kg/m Z _x =472cm ³	B-III (図-4.4(b))		"	7.5	154	"	40 ⑭, ⑮	溶接組立てH鋼
S4104	"	"	"	"	7.0	151	拱頂部 及び④付近	50 ⑮, ⑯	"
S4105	"	B-II (図-4.4(b))	"	"	7.0	147	⑧付近	55 ⑨, ⑩	引張り曲げ加工

表-4.3 鋼アーチ支保工破壊実験一覧表(2)

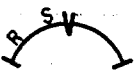
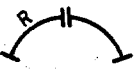
実験番号	試験材の種類	型式記号	型式	載荷重	破壊荷重	破壊時の脚部軸力	破壊点	最大変位量及びその点	備考
S4106	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=499kg/m Z _x =472cm ³	C (図-4.4(c))		PW	6.0	120	⑦~⑧で面外に挫屈		引張り曲げ加工
S4107	"	"	"	"	5.5	110	拱頂部 (破壊急激)		" 面外方向へ座屈を伴う
S4108	"	B-I		"	6.5	(135)	拱頂部	40 ⑥, ⑦	
S4109	H-200 	FD-I	"	"	6.5	(135)	拱頂部	60 ⑨, ⑩	
S4110	H-200 	FD-II	"	"	7.5	(155)	"	55 ⑨, ⑩	
S4111	H-175×175×75×11 A=5121cm ² W=402kg/m Z _x =330cm ³	B-I'	"	"	7.0	(145)	⑤~⑦	65 ⑨, ⑩	セミキルド・ハイテン鋼
S4201	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=499kg/m Z _x =472cm ³	B-I	"	ASY-PSV	5.5	92	③~④	55 ④	
S4202	"	"	"	"	6.5	112	"	60 ④	
S4203	"	"	"	TA-PSV	10.0	130	"	60 ④	
S4200	"	C		"	9.0	121	"	60 ④	
S4206	"	B-I		PW	7.0	140	拱頂部	30 ⑨, ⑩	

表-4.3 鋼アーチ支保工破壊実験一覧表(3)

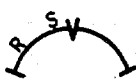
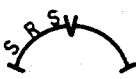
実験番号	試験材の種類	型式記号	型式	載荷重	破壊荷重	破壊時の 脚部軸力	破壊点	最大変位量 及びその点	備考
S4207	TH-175×175×8×13 A=5952cm ² W=467kg/m Z _x =376cm ³	A		TA	7.0	114	左側部材の 捩れによる	60 ⑭	加工誤差のため拱頂継手の 間隙が0であった。
S4208	P-2163OD/8 A=5235cm ² W=411kg/m Z _x =263cm ³	D-III		PW	5.5	106	⑬~⑯	70 ⑭, ⑮	ジャッキストローク不足の ため4.5mで試験中止(?)
S4301	P-2163/58 A=3836cm ² W=301kg/m Z _x =197cm ³	D-II (図-4.4(e))	"	"	4.0	58	⑭	70 ⑭	パイプのつぶれ
S4302	"	"	"	"	4.0	77	拱頂部	30 ⑫	
S4303	P-2163/8 A=5235cm ² W=411kg/m Z _x =263cm ³	D-III (図-4.4(f))	"	"	6.5	129	⑯	50 ⑮	
S4304	TH-175×175×8×12 A=5952cm ² W=467kg/m Z _x =376cm ³	A-II (図-4.4(g))		PWS-I	6.0	110	拱頂部	45 ⑩	
S4305	"	"	"	PWS-II	5.5	108	"	40 ⑭	
S4306	"	"	"	PWS-III	6.0	120	"	25 ⑫	
S4307	"	"	"	PWS-IV	6.0	114	"	30 ⑩	
S4308	"	"	"	PWS-V	6.0	123	"	50 ⑫	
S4309	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=499kg/m Z _x =472cm ³	B-III	"	TA-PSV	8.0	109	⑤	50 ⑤	

表-4.3 鋼アーチ支保工破壊実験一覧表(4)

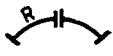
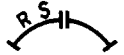
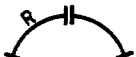
実験番号	試験材の種類	型式記号	型式	載荷重	破壊荷重	破壊時の 脚部軸力	破壊点	最大変位量 及びその点	備考
S4310	TH-175×175×8×12 A=5952cm ² W=46.7kg/m Z _x =376cm ³	A-II		PW-PSV	6.0	108	拱頂部	45 ⑬, ⑭	
S4311	"	"	"	"	6.5	118	拱頂部	55 ⑤, ⑥	
M431	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=49.9kg/m Z _x =472cm ³	M-I (図-4.4(h))		PW	6.5	132	④	60 ⑮	
M432	"	M-II (図-4.4(i))		"	7.0	136	⑩~⑪	60 ⑮	
M433	"	M-III (図-4.4(j))		"	>6.5	>121	-	-	6.5mまで載荷したところ 支承コンクリート破壊のため、 載荷不能となった。
M434	"	M-I		"	7.0	137	⑥	40 ⑥	
M435	"	M-II		"	7.5	152	⑫	50 ⑭	
M436	"	M-III		"	7.0	145	⑥	45 ⑤, ⑥	
M437	"	M-N (図-4.4(k))		"	6.0	111	⑮	30 ⑤, ⑥	
M438	"	"	"	PARA-PSV	9.0	116	⑩	40 ⑨, ⑩	
M439	"	"	"	PW	6.5	124	④	45 ⑤	

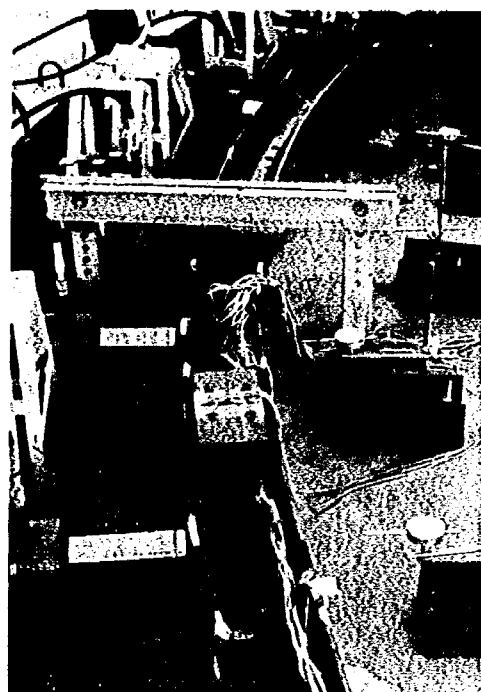
表-4.3 鋼アーチ支保工破壊実験一覧表(5)

実験番号	試験材の種類	型式記号	型式	載荷重	破壊荷重	破壊時の 脚部軸力	破壊点	最大変位量 及びその点	備考
M441	H-200×200×8×12 A=6353cm ² W=499kg/m Z _x =472cm ³	M-V (図-4.4(1))		PW	7.5	151	8	60 ⑨, ⑩	
M442	"	M-V (図-4.4(m))		"	6.0	130	拱頂部 ⑨~⑩	25 ⑭, ⑮	拱頂点において面外方向へ 座屈
M443	"	"	"	"	7.0	135	拱頂部	30 ⑭	
M444	"	"	"	"	6.5	127	"	30 ⑥	
M445	"	M-V		"	8.0	153	⑭~⑮	35 ⑩	
M446	"	"	"	"	8.0	134	④	25 ⑨, ⑩	全体的に破壊
M447	"	M-I		"	7.5	142	④, ⑨	35 ④	
M448	"	"	"	ASY-PSV	6.0	112	⑮	45 ⑮	

実験にあたってはこの作業を模するため、最初の荷重段階として全載荷点に 0.3 t～1 t のバックリングを与えた。これは、支保工とジャッキのなじみを良くすることも兼ねている。

受働荷重実験でも、1 ton のバックリング荷重を加えた後、所定の主働荷重を加えるようにした。すなわち、まず、すべての載荷点に 1 ton の荷重を加え、この状態において、受働点となる点のジャッキの油圧回路を閉じ、その後所定の主働荷重を加える。

載荷に際しては、可能な限りジャッキの方向を支保工の面に入るように調整を行うが、支保工の加工に伴うフランジのたおれ込みの影響等のため、面外方向への成分を持つ可能性があり、面外方向への座屈が起きる場合がある。これを防ぐため、写真－4.2 に示すような面外方向への座屈防止装置を拱頂部および左右 2 ケ所づつ、計 5 ケ所に設け



写真－4.2
面外方向拘束装置および据付台

た。支保工の面内方向への移動は、支保工をローラーの上に乗せ、できるだけ抵抗が少なくなるようにした。面外方向への座屈防止装置もローラを介して拘束するようにした。座屈防止装置に大きな力が作用するとみられたケースは比較的少なかったが、実験の結果は面外方向を拘束した場合の面内荷重の耐荷力と考えられる。実際の支保工においては継ぎボルト、内ばりによって面外方向への拘束があるので、実験方法として妥当なものである。

(6) 測定項目

載荷試験にあたっては、載荷重の他に、アーチリブ各点に発生する歪および変位を測定した。歪の測定は、載荷点間の中央の断面で行うのを基本とし、必要に応じて載荷点等についても測定した。ゲージは、上下フランジに各 2 枚、計 4 枚を 1 断面に貼ることを基本とした。鋼アーチ支保工では、載荷の影響によってフランジに局所的な影響が出やすく、正確な歪測定には十分な注意が必要であった。

変位の測定は、ダイヤルゲージを用いて行った。後半の実験では、抵抗線歪計式の変位変換器を用いて自動的な計測とした。測定点は、載荷点を原則とした。ダイヤルゲージは、反力棒の床面に固定するようにしたので、変形が進行するとダイヤルゲージの先端は、荷重零の点とは異なってくることが考えられる。したがって、測定の結果にはこのための誤差、すなわち、支保工の幾何学的移動の影響も含まれることがある。

(7) 実験結果

実験結果の主要な項目は、表－4.3 に示す通りである。破壊荷重は緩み高さ(m)で示してあり、破壊荷重とは荷重を増加させようとしても、この荷重以上には増加しなかった荷重で降伏荷重に相当する。破壊荷重を過ぎると変形が急速に進行して、荷重は急激に低下する。破壊荷重の大きさは、載荷を 0.5

mのピッチで行ったので、0.5 m以内の誤差がある。

破壊時の脚部軸力は、破壊時荷重（ブルドン管の置針の指示値）から概略計算により求めた値である。歪計の測定値から求めたものではない。破壊時には、降伏点を超えた状態になっているので、歪の値からの軸力への換算は大変難しい。

破壊点は、外見上座屈など変形が最も大きく、破壊発生の始点となったと考えられる位置を示している。しかし、必ずしも示した位置のみで破壊したものではなく、多くの場合は他の位置でも引き続いて変形、あるいは座屈が生ずる。

最大変位量およびその点は、ダイヤルゲージで測定した変位量が最大の点とその大きさを示すものである。しかし、破壊に近づくとき変形が急に進行するようになるので、実験の都合上、破壊の手前でダイヤルゲージを取外すことになるので、実際の最大を取ることができない。したがって、表に示した値は、取外す前の傾向から推定した破壊時の変位の概数である。

細部にわたる実験の結果は、必要に応じて以下の節で検討することにする。

4.2 鋼アーチ支保工の力学的性質

(1) 力学的構造

(a) 曲げモーメントの発生状況

鋼アーチ支保工は、橋梁等の構造物と違って力学的な構造条件は、必ずしも明確でない。すなわち、鋼アーチ支保工は、図-4.2に示されるように脚部はフットプレートが地山に直接乗せられるだけであり、また、拱頂部にある継手はバットジョイントで、ただ2枚の板が適当に接触しているにすぎないため、力学的には非常にあいまいとなっている。しかも、アーチとして荷重を支持する構造であるから、曲げモーメントが支配的となる梁の場合とは違って、これらの構造を単なるヒンジとして扱うことは必ずしも適当でない。図-4.11は同じ形状、同じ拱頂継手構造、支承構造の支保工に同じ荷重を載荷したときに生ずる曲げモーメントの状況を示したものである。

(a)はUNIF荷重、(b)はTA（対称）荷重、(c)はPW荷重を載荷したときのものである。図から明らかに、同じ荷重を載荷した場合でも発生する曲げモーメントは異なり、曲げモーメントに関する実験の再現性は悪いことを示している。これは、載荷する荷重の精度に多少とも問題が残るにしても、支承部および拱頂部の曲げモーメントが大幅に変動している点からみると、支承条件および拱頂継手の条件が実験ごとに変化するためであると考えられる。実験は、支保工底板と試験装置の支承コンクリート間隙に注意深く鉄板を入れて試験材を据付けるという方法により行ったが、この方法では完全に支保工の底板と支承とが平行にならず、反力が底板の一部に集中する形となり、しかも、集中する位置が実験ごとに変わるためであると考えられる。実際の使用状況においては、なおさら底板と支承との接触状況は変化するとみなすことが妥当で、この程度の曲げモーメントの変動は起こると考えられる。

拱頂部の曲げモーメントも支承部と同様にバットジョイントの接触状況が実験ごとに変化することが

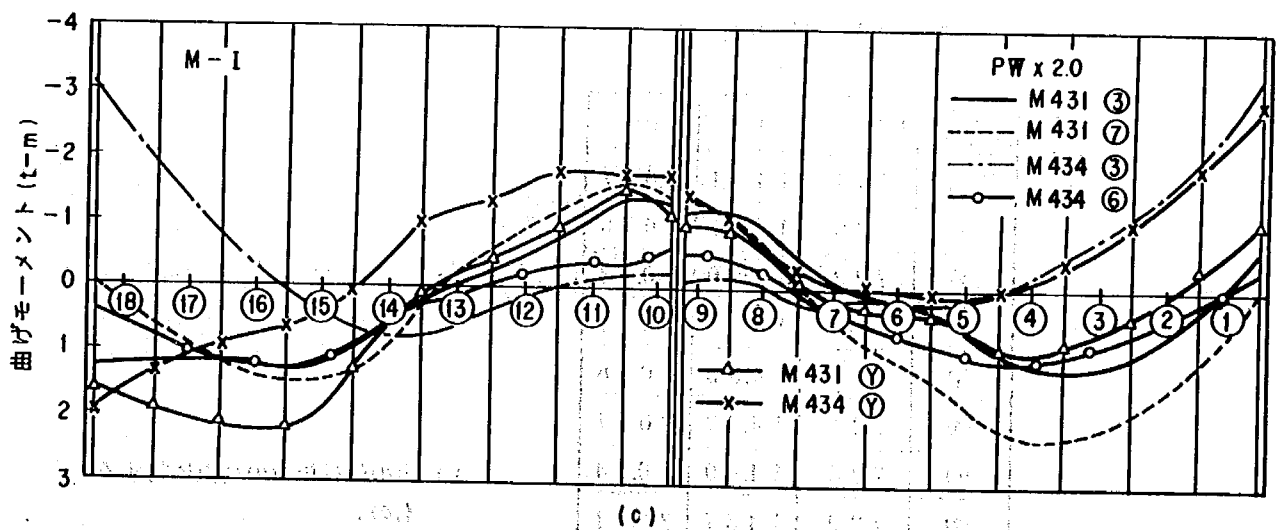
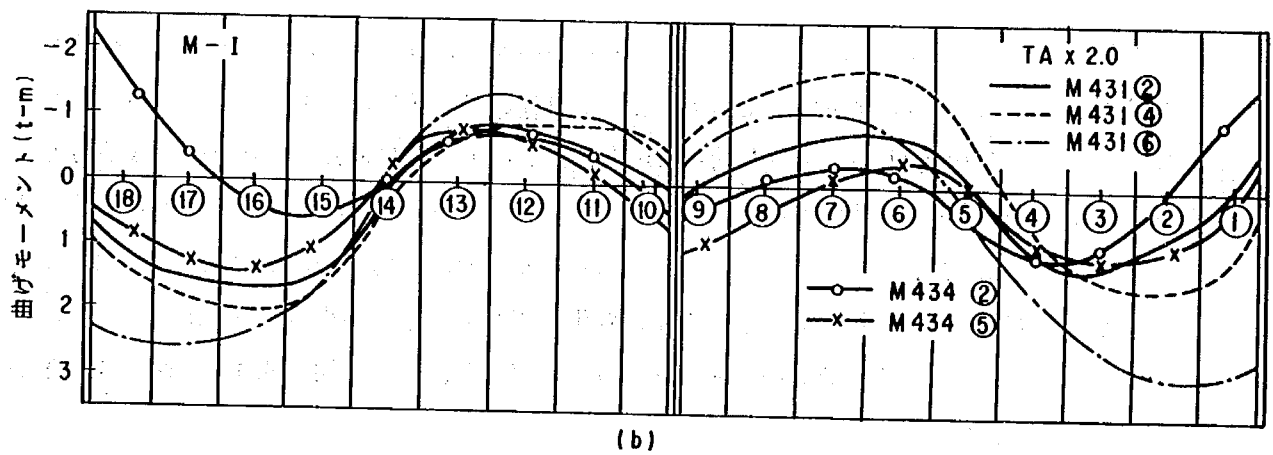
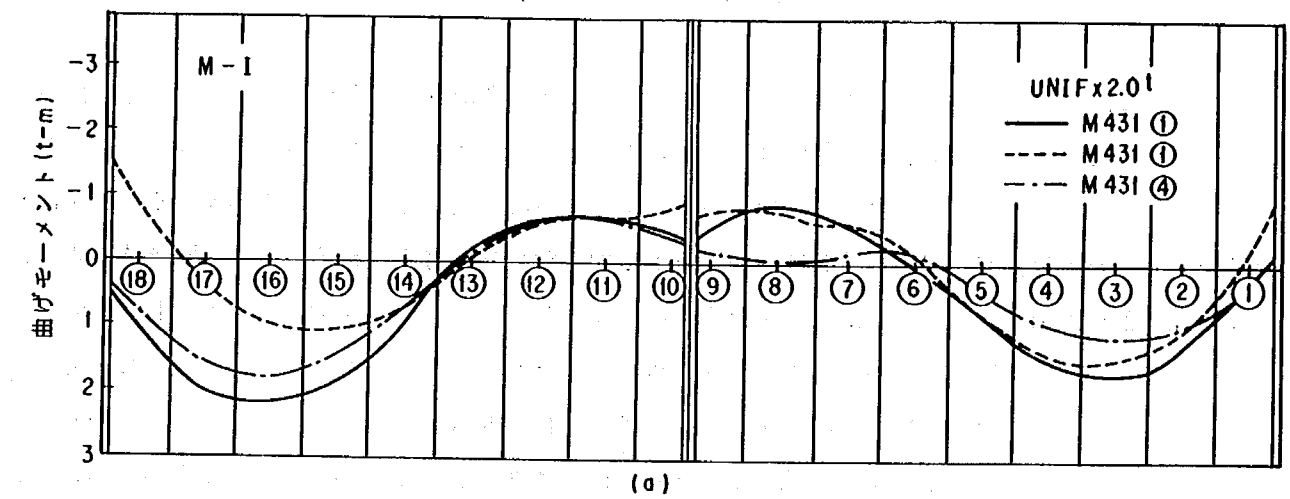


図-4.11 同一構造の支保工に同一の荷重を載荷したときに生ずる曲げモーメント

推定される。特に、この例のM-I型は間隙のない拱頂継手であり、実験ごとに接触状況が変わる可能性の大きいものである。

このように、支保工に生ずる曲げモーメントは支承条件、拱頂継手の条件によって変動し、荷重が与えられれば曲げモーメントを的確に計算できるような構造条件を必ずしも有していないものとみなすことができる。これは、鋼アーチ支保工では、アーチ構造であることから軸力が大きく、支承部や拱頂継手部の接触状況の違いが、曲げモーメントに大きな影響を与えるためである。図-4.12(a)は図-4.12(b)に示すように、拱頂部および支承部を完全なヒンジとした特別な支保工における曲げモーメントの発生状況を示すが、支承部および拱頂部では曲げモーメントはほとんど零となっており、支承および拱頂継手の接触状況が曲げモーメントの発生に重要な影響を持つことを裏付けている。このように、鋼アーチ支保工に生ずる曲げモーメントは、条件によって極めて不安定であるから、歪測定の結果から作用外力を求めることは問題が多いといえる。

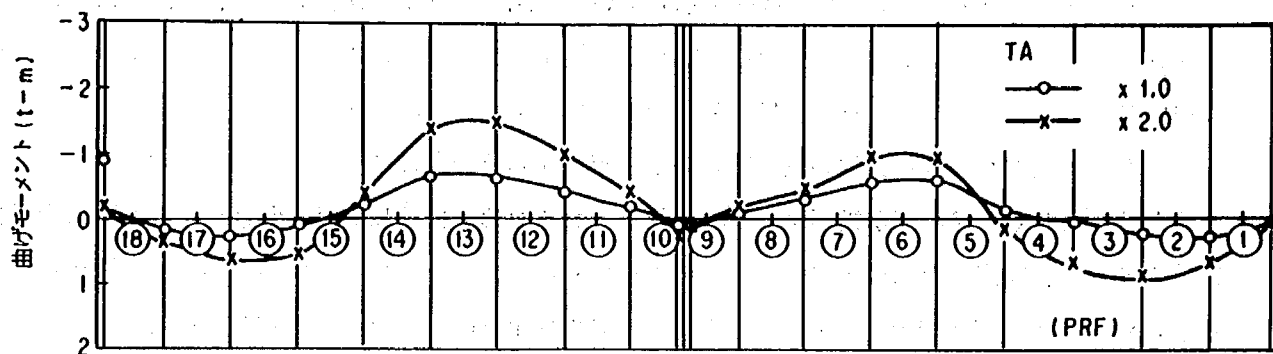
(b) 軸 力

図-4.13は、図-4.11に示した実験における軸力の発生状況を示したものである。曲げモーメントの場合と違って、軸力の発生は安定している。これは、アーチ構造であるから当然のことであるが、鋼アーチ支保工で対象とするような荷重の場合は、支保工全体にわたってほぼ一様な軸力となることがわかる。表-4.5は、計算により軸力を計算したものであるが、図-4.13に示す実験の結果は妥当なものであることがわかる。計算により得られる断面力は、構造条件が変化すると曲げモーメントが大幅に変化するのに対し、軸力はほとんど変化せず安定な結果が得られる。鋼アーチ支保工は、構造的にこのような特徴を持つ構造物であるということができ、これは図-4.11、図-4.13が示しているところでもある。

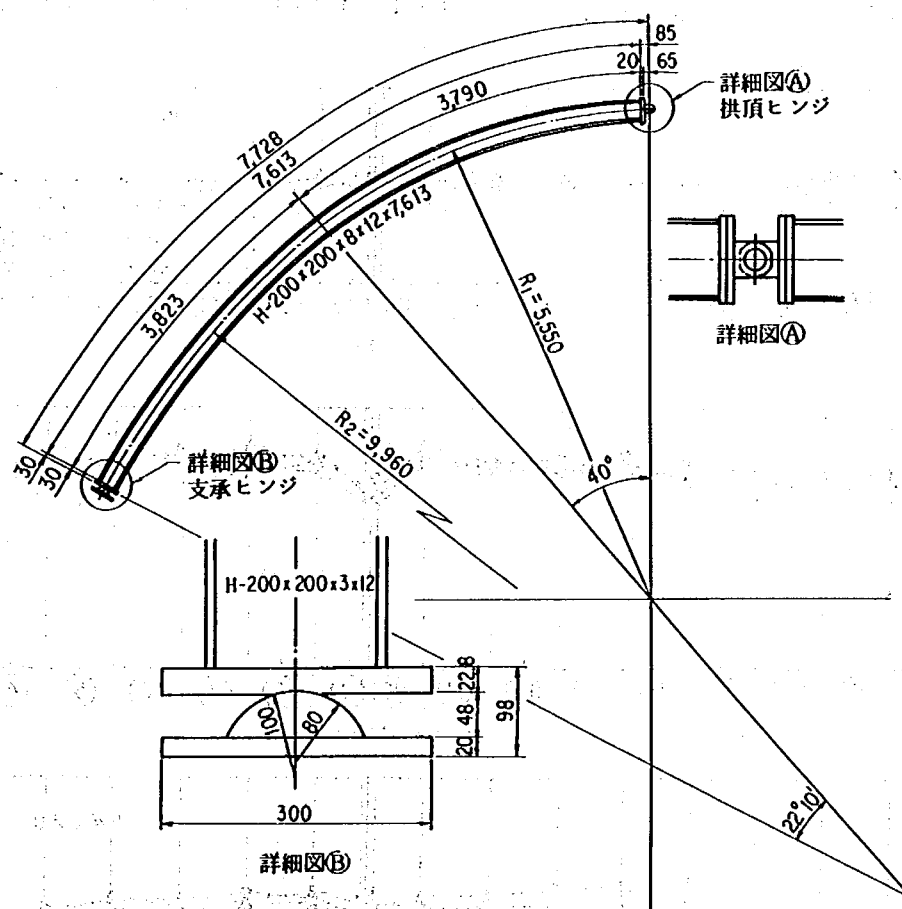
表-4.5 軸力の計算値

荷重 位置	UNIF	TA	PW
脚 部	7.34	14.44	20.77
①	7.29	14.41	20.76
②	7.22	14.36	20.73
③	7.18	14.33	20.71
④	7.18	14.33	20.68
⑤	7.21	14.37	20.67
⑥	7.26	14.40	20.64
⑦	7.29	14.37	20.61
⑧	7.30	14.34	20.60
⑨	7.22	14.17	20.39
拱 頂	7.22	14.17	20.39

- 1) 表の値は単位の荷重に対するもの。
- 2) 計算条件は拱頂部ヒンジ、底板は500kg/c㎡の床に乗せられているとした。
- 3) 対象支保工はH-200。



(a) 曲げモーメント



(b) 支保工形状

図-4.12 完全なヒンジ構造の支保工

(c) 拱頂継手構造の違いの影響

図-4.11、図-4.13は、拱頂継手のパッドプレートが平行な構造に対するものであり、接触の状況によって曲げモーメントが変わってしまい、構造的にあいまいであるという結果となっている。拱頂継手の構造としては、平行な間隙のない構造よりもパッドプレート上部に1.0mm程度の間隙を有するものが一般的である。図-4.14は、線形がM-I型と同じで、拱頂継手上部に間隙のある支保工

(M-V型)の曲げモーメント発生状況を示している。図-4.11と比較すると、拱頂部において大きな負の曲げモーメントが発生しており、明らかに継手構造の違いによって曲げモーメントの発生状況が異なることが分かる。これは、M-V型の拱頂継手では、接触部が拱頂継手下部となるため、軸力の作用点が軸線から外れ、偏心量と軸力の積に相当する負の曲げモーメントが作用することになるためと考えられる。接触部が拱頂継手下部に限定されるため、拱頂における曲げモーメントの変動は比較的少なく、安定した結果となっている。拱頂の曲げモーメントの平均的値から、偏心距離を求めるとUNIF荷重の場合10cm、TA荷重10cm、PW荷重9cmとなりほぼ一定しているとともに、軸力の大きい荷重ほど偏心量が少なくなる傾向がみられる。これは、拱頂部における曲げモーメントの発生機構が拱頂継手板の接触状況によることを良く説明しているものと考えられる。一方、支承部における曲げモーメントは大幅な変動をみせ、図-4.11と同様の傾向を示している。

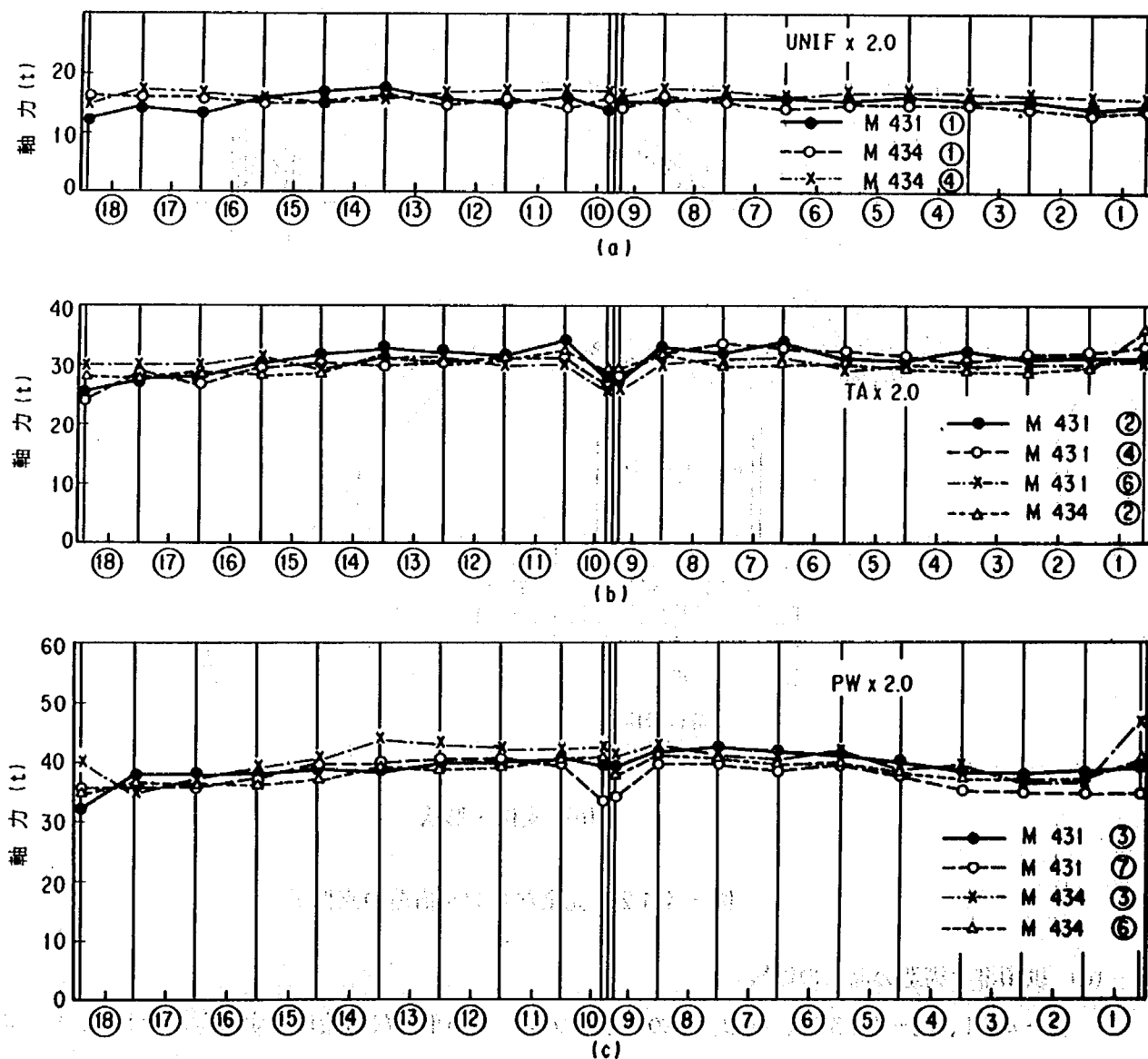
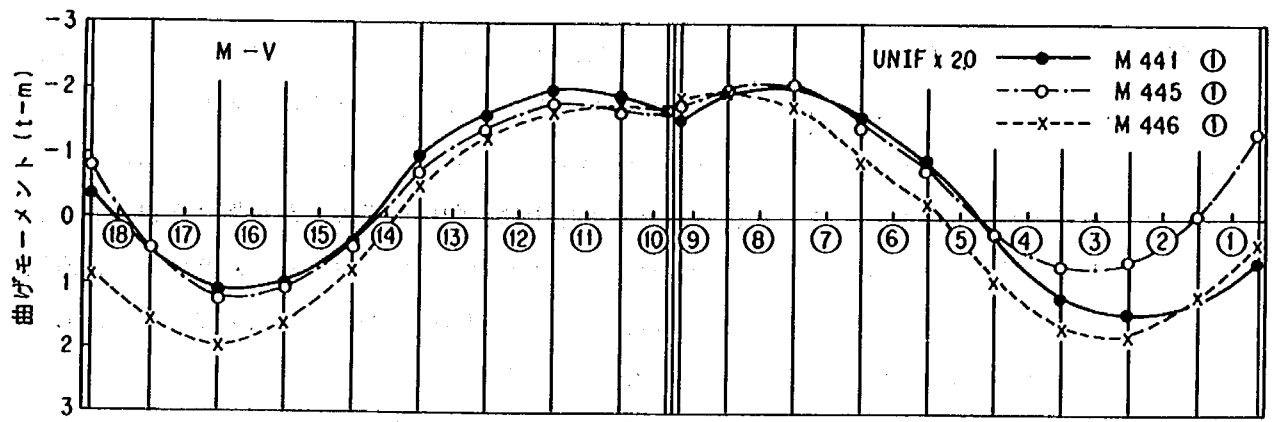
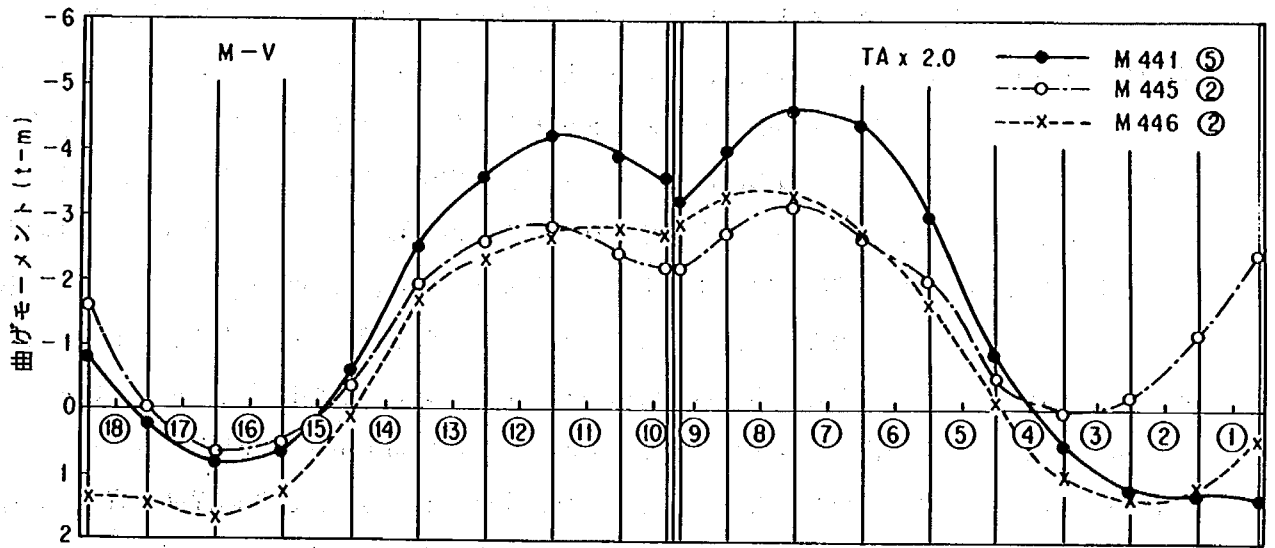


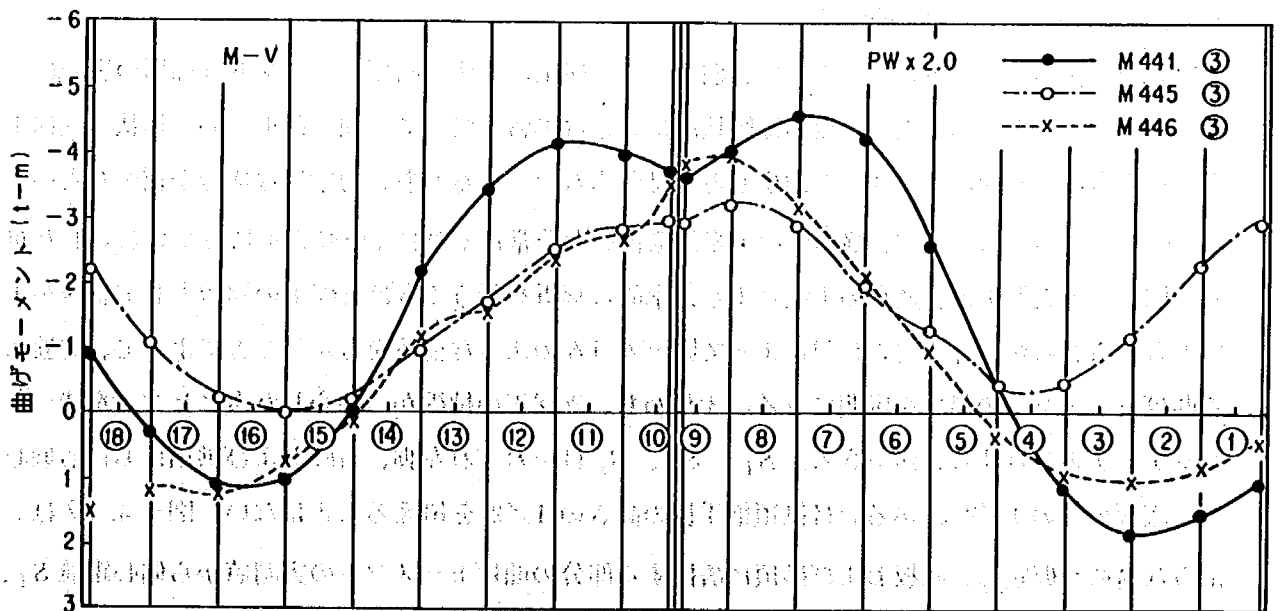
図-4.13 同一構造の支保工に同一荷重を載荷したときに生ずる軸力



(a)



(b)



(c)

図-4.14 M-V型支保工における曲げモーメント発生状況

(d) 拱頂部の線形の影響

鋼アーチ支保工の拱頂部は、覆工コンクリート打設のためのパイプを通す目的で覆工巻厚線より外側に上げ越しされる。これはキックアップと呼ばれるが、キックアップを付けるためにはA型、B型、M-V型支保工のように拱頂部のアーチリブの線形を直線とすることがある。アーチ構造であるから曲線とすることが望ましい訳であるが、直線とする理由は、曲げ加工の上から都合が良く経済的である。すなわち、曲げ加工にあたっては、加工ローラーにかからない部分が両端に必ずでき、直線部分がどうしても残る。全部を曲線としようとするれば、両端を切り落とす他になく不経済となる。直線部分をキックアップのために利用できれば、経済的に有利である。

図-4.15は、拱頂部分に長さ78cmの直線部を有する支保工(M-V)の曲げモーメントの発生状況を示したものである。図-4.11と比較すると、拱頂部で負の曲げモーメントが急に増加するような特異な形を持っている。本来ならば、荷重が同じであるからキックアップによるアーチリブの変位量の分だけ図-4.11よりも正の曲げモーメントが大きくなっていなければならない。図-4.15でこれが必ずしもはっきりせず、負の曲げモーメントが急に増加しているのは拱頂継手の影響によるものとみなされる。すなわち、拱頂部に直線を入れると拱頂の変形は突き上げられるような傾向となるため、拱頂継手の継手板の接触は図-4.14の場合と同様となり、負の曲げモーメントが生じることになる。その結果、拱頂部の直近では、負の曲げモーメントが卓越し、図-4.15に示されるような曲げモーメントとなるものと考えられる。拱頂の曲げモーメントの値が比較的一定していることからみても、拱頂継手の接触状況は変化が少なく、上述のような傾向を示すと判断される。したがって、直線部の存在は、拱頂継手の影響によって打ち消され、全体としてみれば、この程度の直線部の存在は曲げモーメントの発生点から特に悪い影響は持たないものと考えて良いものと思われる。

(e) 鋼アーチ支保工の力学的構造

以上の検討の結果から明らかなように、鋼アーチ支保工に生ずる曲げモーメントは線形の影響は当然のこととして、拱頂部および底板の接触状況に大きな影響を受けて、同一荷重・同一形状の支保工の場合にも常に同じ曲げモーメントが生じるとは限らない。すなわち、力学的な構造が橋梁などのように明確な構造物とは違って、構造物の力学的取扱いが非常にやりにくい特性を持っている。したがって、鋼アーチ支保工は、通常の手法による力学的な解析を行うことは実際上の問題として意味が少ないと考えられるが、今までの検討によって図-4.16のような構造を考えることによって、実験による曲げモーメントの発生を説明できる。すなわち、支保工の軸線から偏心した点にヒンジを持つ3ヒンジアーチとみなすことができる。 S_l 、 S_r 、 S_c はそれぞれ左脚、右脚および拱頂における偏心量で、底板の幅の1/2、あるいは拱頂継手板の高さの1/2を超えることはない。図-4.17はこのような構造を仮定し、底板および拱頂に隣接する部分の曲げモーメントの実測値から偏心距離 S_l 、 S_c 、 S_r を求めて支保工各部の曲げモーメントを計算し、実測曲げモーメントと比較した例である。図中〔-3〕・〔11〕・〔4〕は、それぞれ S_l 、 S_c 、 S_r を示す(単位:cm)。図には実測モー

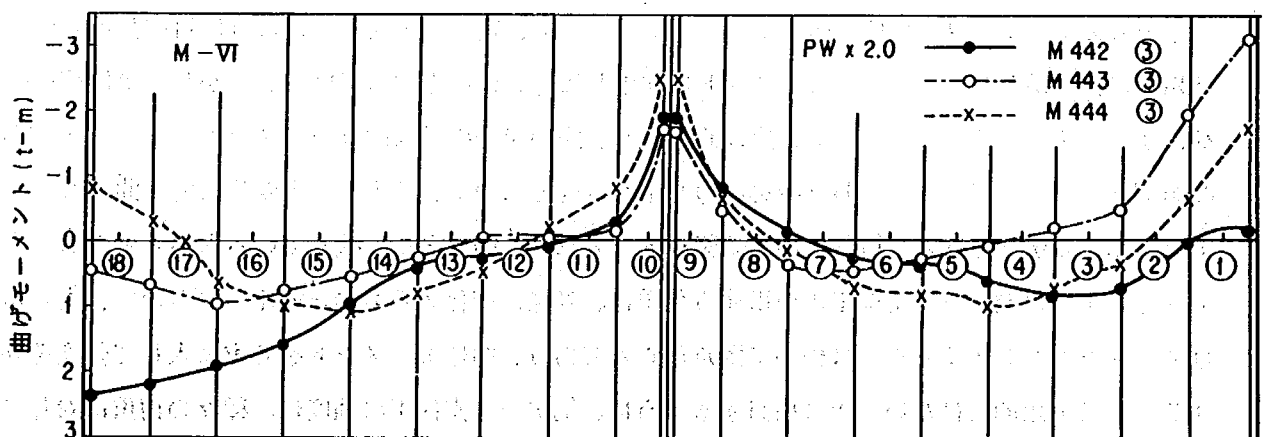
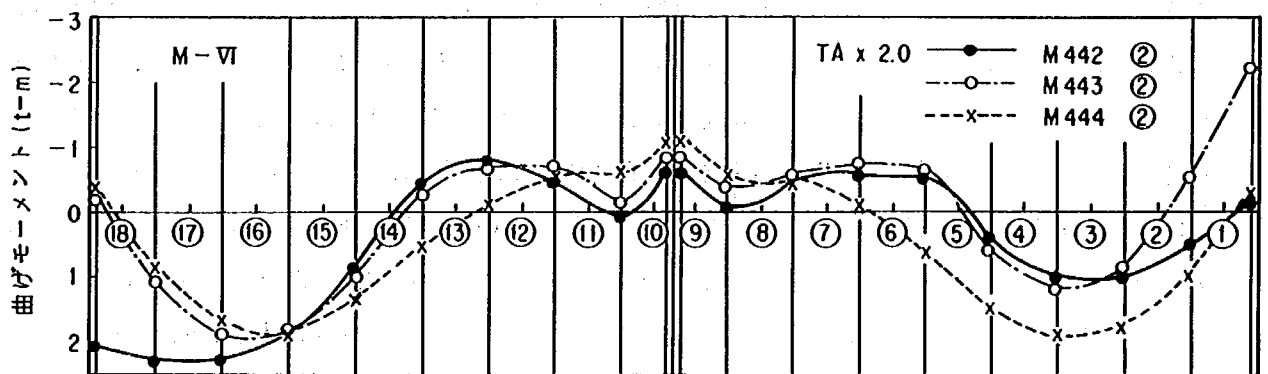
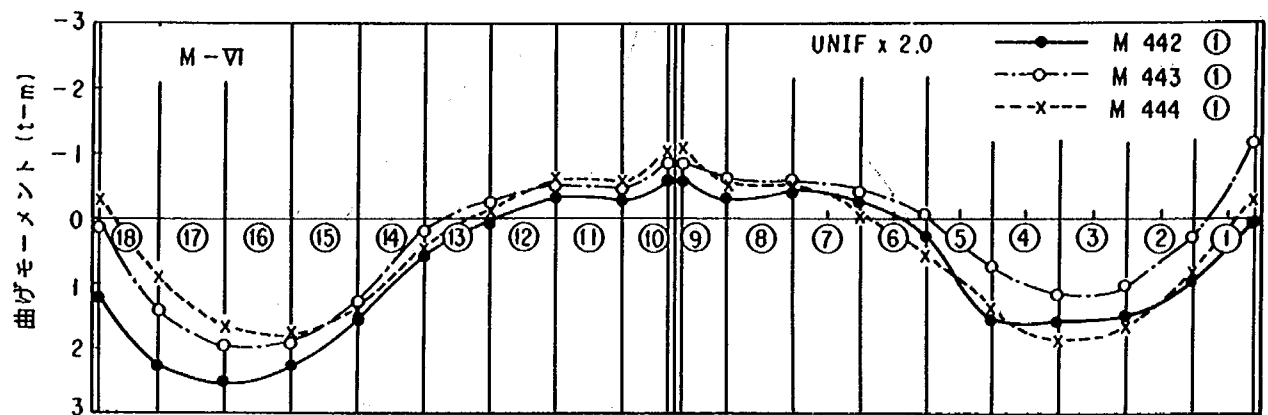


図-4.15 拱頂部に直線部分を有する支保工の曲げモーメント

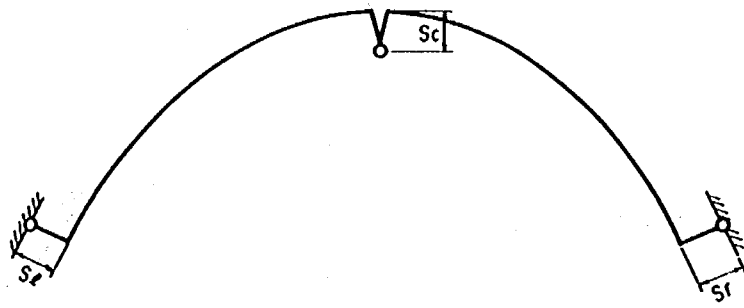


図-4.16 鋼アーチ支保工の力学的構造

メント、実測荷重による計算値、修正荷重による計算値を示しているが、実測荷重による計算値とは、荷重計に表示された荷重をそのまま用いて計算した結果である。この値は、支承部および拱頂部では実験値と合うものの、その他の部分では必ずしも一致しない。修正荷重による計算とは、実測値と合わせるために試行錯誤により荷重の修正を試みたもので、(a)の場合は、ほぼ曲げモーメントを一致させることができている。このときの荷重は修正荷重として図中に示してあるが、実測荷重との差は非常にわずかである。(b)の場合は、一致させるまでに至っていないが、傾向は合っている。この場合も、実測荷重と修正荷重の差はそれほど大きくない。しかし、実測荷重による曲げモーメントと修正荷重による曲げモーメントは大幅に変化している。このように、鋼アーチ支保に生ずる曲げモーメントは、荷重の変化に対して敏感に反応する。したがって、前にも述べたように鋼アーチ支保工の歪の測定値から外力を求める土圧計測の方法は問題が多い。図-4.18は、単位荷重による曲げモーメントの発生状況(影響線)を示すもので、載荷された側のアーチリブには主として正の曲げモーメントが生じ、もう一方のアーチリブには負の曲げモーメントが生じて、鋼アーチ支保工のように対称荷重の場合には相互に打ち消し合って、曲げモーメントは発生しにくい構造となっている。しかし、単位荷重の載荷によって生ずる曲げモーメントは比較的大きく、図の場合の最大曲げモーメントは $1.7 \text{ t} \cdot \text{m}$ であり、これはH-200の支保工に 360 kg/cm の応力を生じさせるもので、荷重が若干変化しても曲げモーメントは大幅に変動する性質を持っている。図-4.17は、このことを反映しているものと考えることができる。実際に鋼アーチ支保工に作用する荷重は、多様に変化するものと考えられるので、生ずる曲げモーメントを評価することは極めて困難なことであり、曲げモーメントを考慮に入れて強度を評価することは実用的ではない。後に検討するように、鋼アーチ支保工の強度は、種々の荷重に対しても比較的安定しており、弾性設計的考え方は鋼アーチ支保工の強度の評価には適当でないものと考えられる。

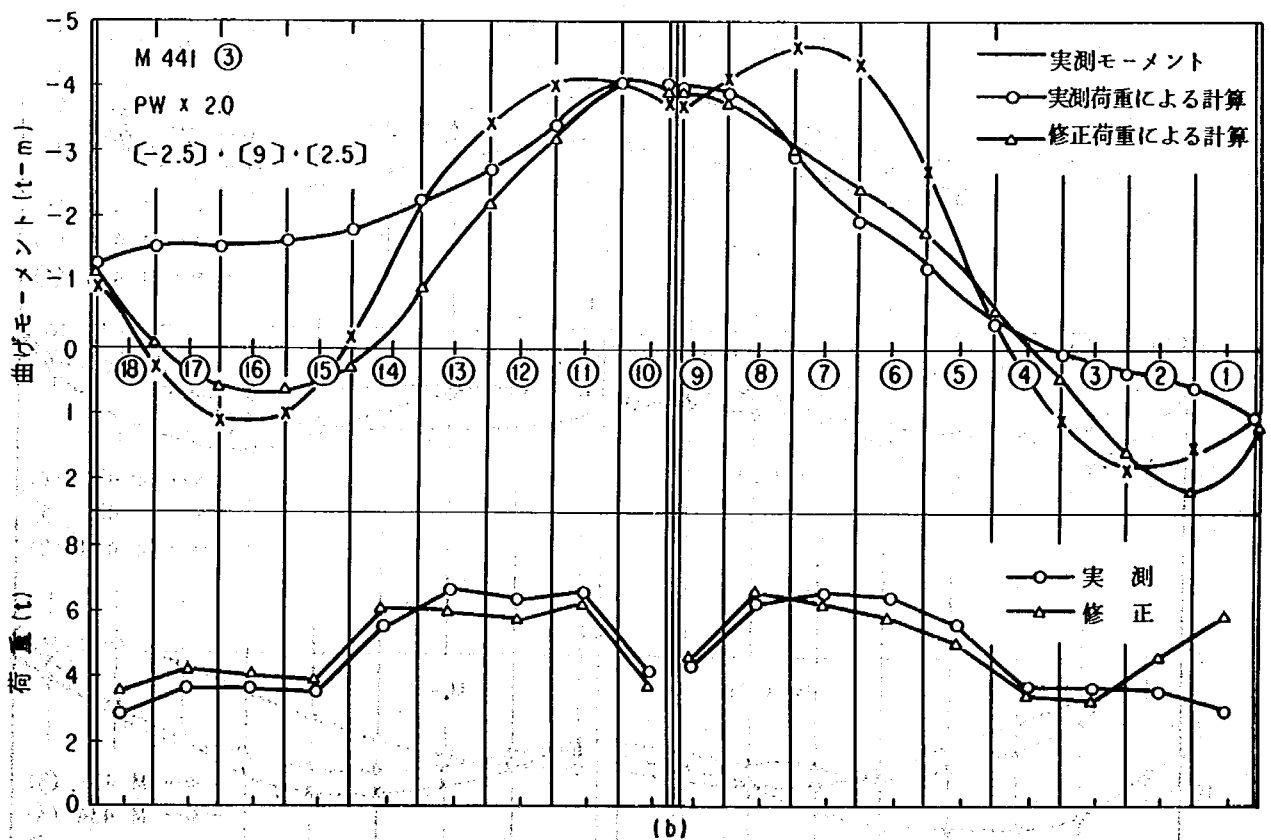
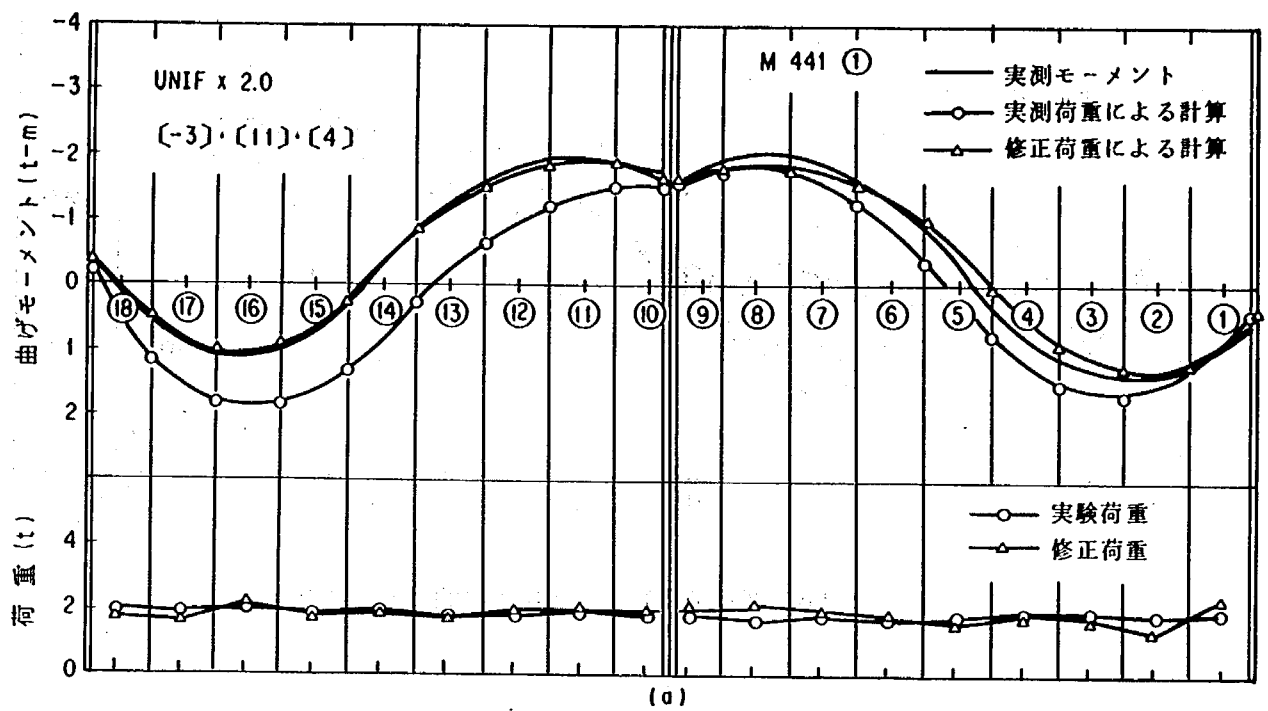


図-4.17 曲げモーメントの実測値と計算値との比較

建設省土木研究所 土木研究所

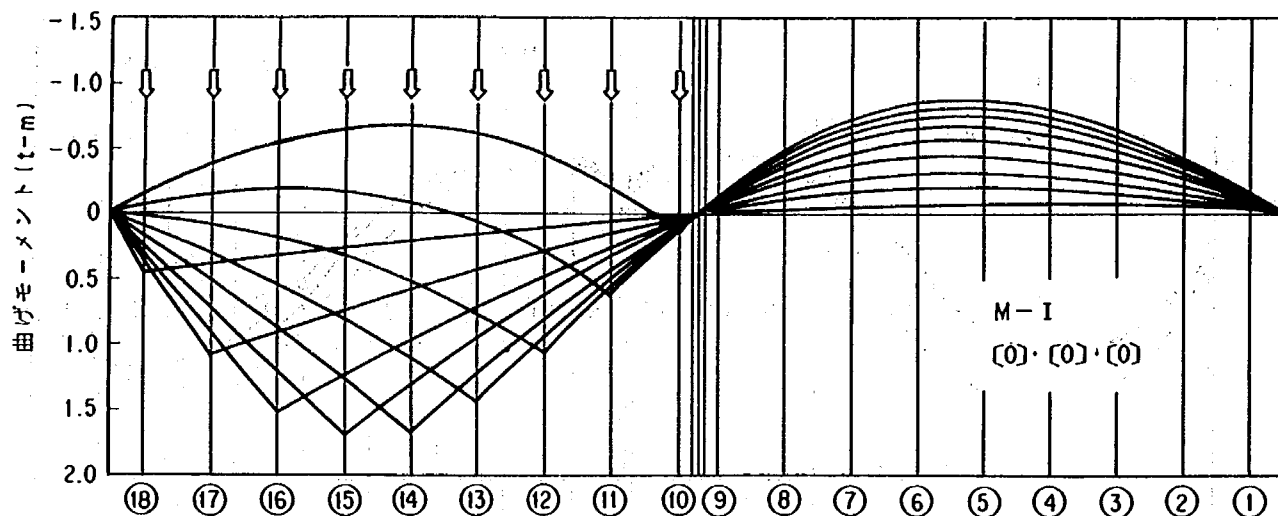


図-4.18 単位荷重による支保工の曲げモーメント

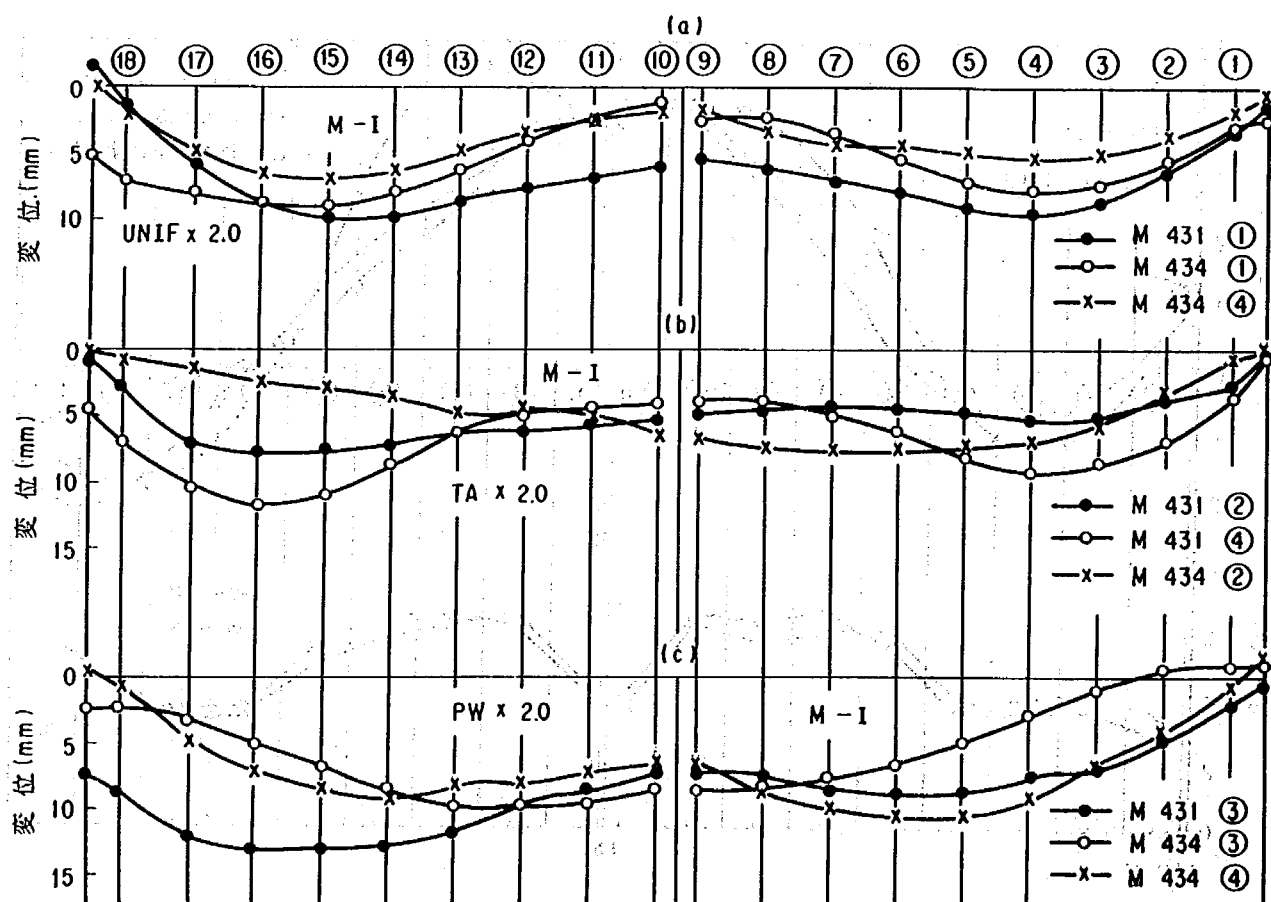


図-4.19 M-I型支保工の変形

(f) 変形特性

図-4.19～図-4.21は、支保工の軸に直角方向の変位を示す。同一型式の支保工に同じ荷重を加えた場合でも変形量は違っており、曲げモーメントの場合と同じように安定しない。これは、実験ごとに必ずしも支承条件を同じにすることができず、また、拱頂継手部の間隙の状況も実験ごとに違ってくるのが原因の1つとなっているものと考えられる。場合によっては、脚部の支承が移動してしまっているものもある。変形が安定しないもう一つの原因としては、载荷の方法による影響が考えられる。载荷にあたっては、まず、支保工を所定の位置に据付けた後、ジャッキを1本ずついねいに操作し、支保工と接触させるようにするが、この作業は微妙で、全体に接触していない状態で少しジャッキを出しすぎると支保工は容易に変位してしまう結果となる。また、全体をほぼ接触した状態にしておいてから一斉に载荷するが、荷重を初めてかける段階では、必ずしもジャッキは一樣な動きをせず、抵抗の少ないものから先に出る傾向になる。荷重がかかった段階では、変形量が荷重に応じて調整されることになるが、初めの段階では、ジャッキの荷重精度の影響が大きく、変形はそのまま

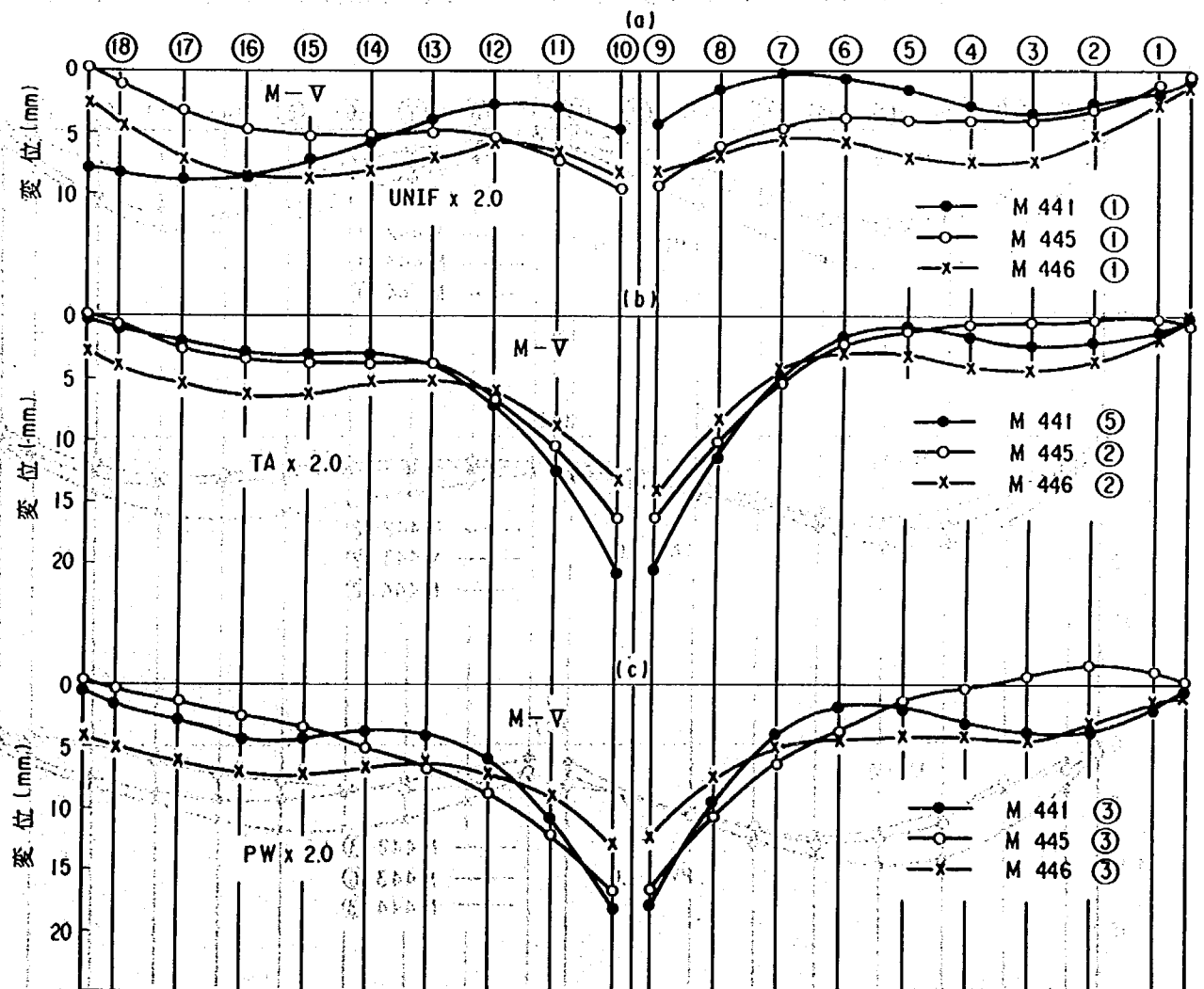


図-4.20 M-V型支保工の変形

残りがちである。このような状況が生じるのは、支保工の剛性が小さいからで、支保工は可撓性に富む構造物であることの反映である。

このように、鋼アーチ支保工の変形は変動が大きいが、支保工の構造によって変形の特徴が特定の傾向を持つことが図-4.19～図-4.21を比較するとわかる。図-4.19は、拱頂部に直線部分がなく、拱頂継手上部に間隙を設けていない支保工であるM-I型の変形の様子を示すものであるが、拱頂付近における変形は④、あるいは⑩付近の変形よりも小さい傾向が認められる。すなわち、UNIF、TA、PWのように対称で軸力が支配的な荷重がこの型式の支保工に作用した場合は、スパン中央の変形よりも両側部中央付近の変形が大きくなる。図-4.20は、支保工の線形は図-4.19の場合と同じで、拱頂継手の上部に間隙を有するM-V型に関するものであるが、この型式の支保工では、拱頂部の変位が大きいのが特徴的である。この原因は、荷重が作用すると拱頂継手上部の間隙が閉じるようになるため、継手が閉じるまでは拱頂部の変形性能が大きい状態にあることによると考えることができる。全体的な変形は、図-4.19の変形に拱頂継手の特殊な特性を組合せたような形になっている。図-4.21は、拱頂部の継手構造は図-4.19のものと同じであるが、拱頂部に直線部を有するM-V型の

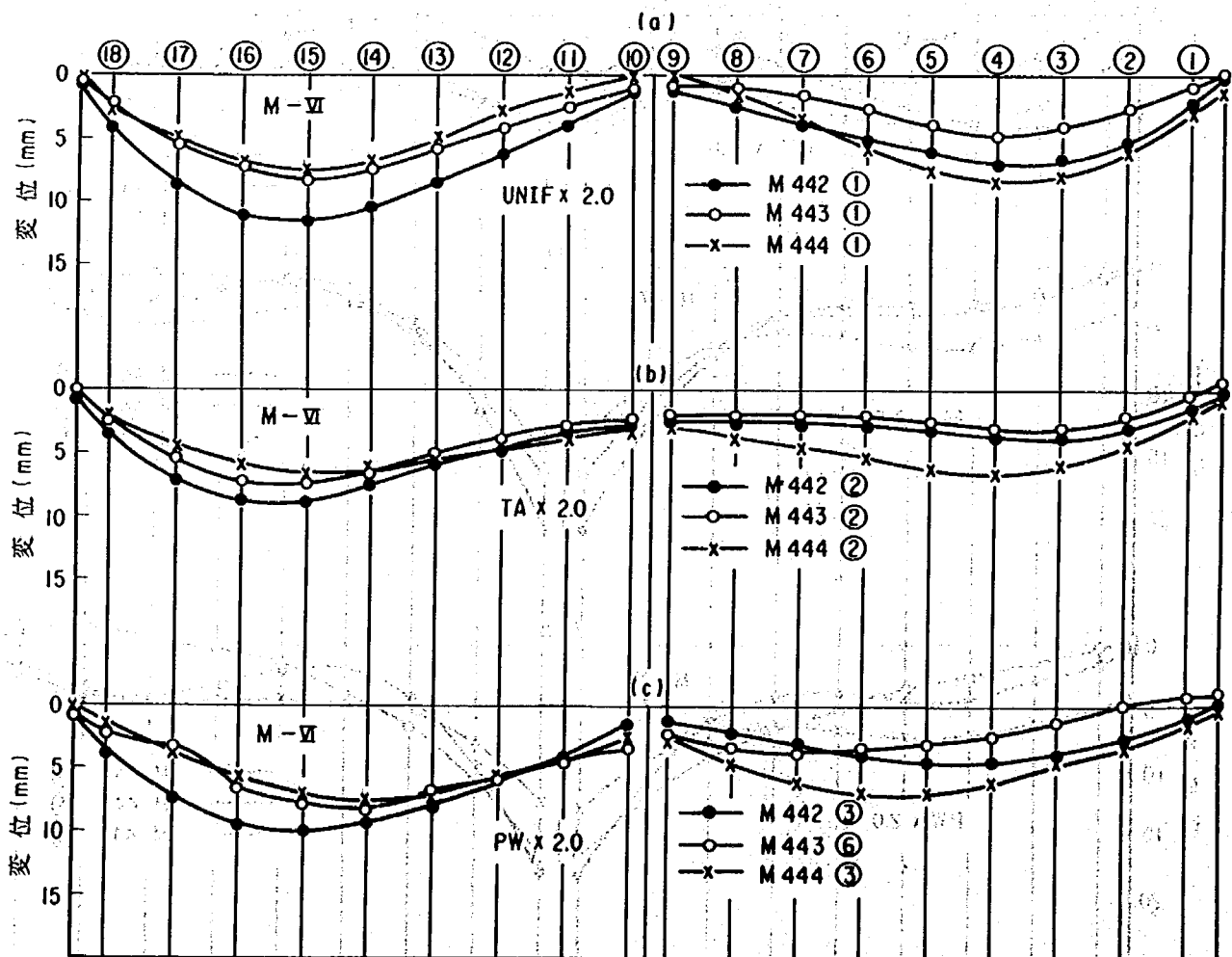


図-4.21 M-V型支保工の変形

支保工に関するもので、この場合は拱頂部の変形が小さく、むしろ、突き上げられるような傾向を示している。これは、直線部を有するために軸力の方向が直線部の方向にむき、アーチ構造としてバランスが取れにくい形となるためである。

以上のように、鋼アーチ支保工の変形は、拱頂継手構造などの細部構造に影響され、複雑な挙動を示すものであることがわかる。図-4.22は、偏心量零の3ヒンジとして計算したもので、M-I型支保工のTA×2.0のときの変位を求めた結果を示したものであるが、実験値(図-4.19(b))と比較すると変位量は小さく、分布の傾向は合っている。しかし、拱頂部では、負の変位となっているのに対し、実験では拱頂部が正の方向に変位している。これは、支保工据付時の種々の不完全さが影響を与えているものと考えられる。図-4.23は、単位荷重(1t)を載荷したときの各点の変位を示すが、変位量は大変大きなものであり、曲げモーメントの場合と同様、実際の支保工では左右の荷重のバランスによって変位が小さくなっていることを示す。このように、鋼アーチ支保工は、大変可撓性のある構造物で地山の拘束を考えず、単独の構造物としてみれば安定性が良くない構造物であるといえる。

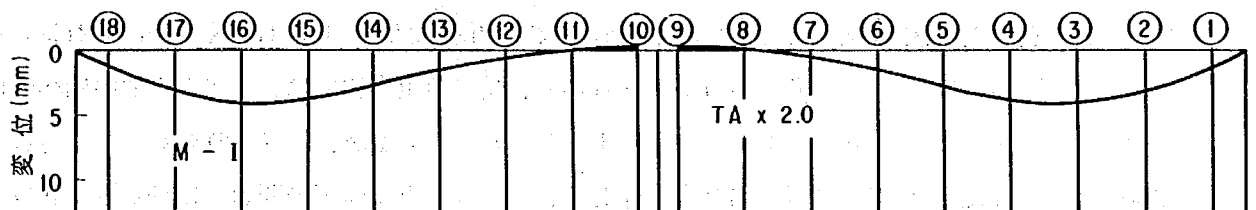


図-4.22 計算による変位(TA荷重)

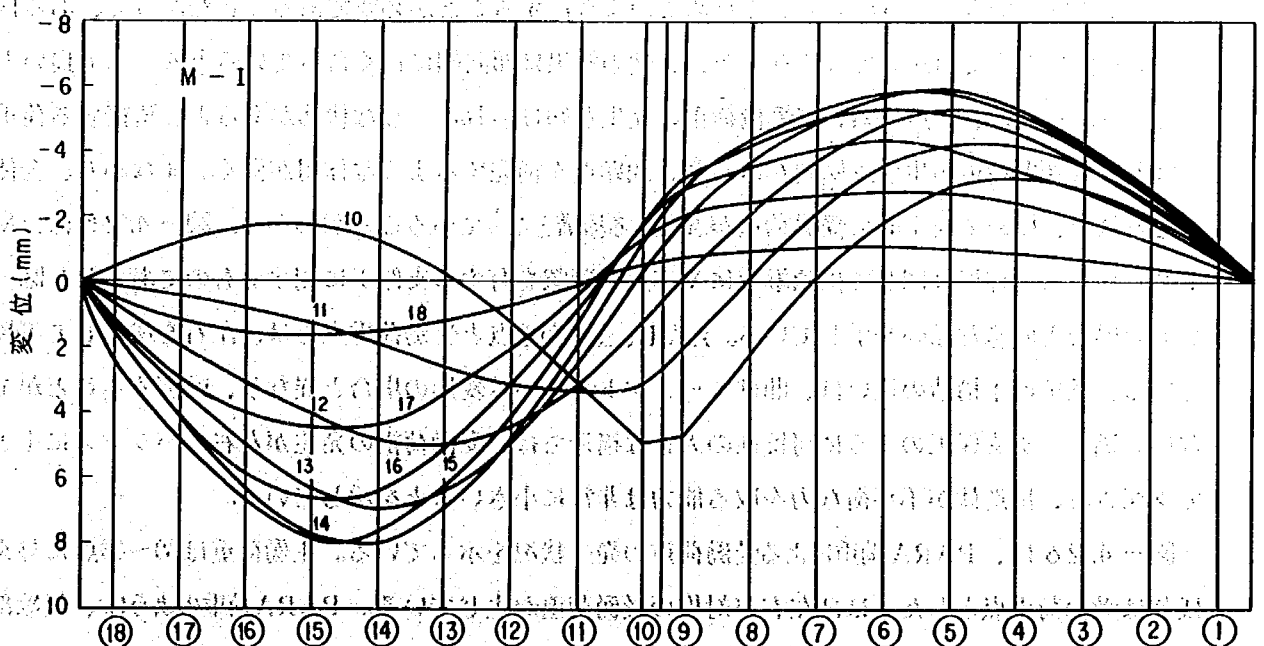


図-4.23 単位荷重による変形

(g) 受働荷重

曲げモーメントの発生状況や変位の状況の検討から明らかなように、鋼アーチ支保工は、曲げモーメントの発生や変位という点では敏感な構造物であり、単独では極めて安定性に欠ける構造物である。こういう構造物でも大きな荷重を支持できるのは結果的に荷重が対称に作用し、左右で曲げモーメント、変位を打ち消し合って、軸力で荷重を支持するようになるためである。トンネルで支保工に主働的に作用する荷重は、常に対称であるとは限らないから、荷重の対称性を保つ機構が働くと考えなければならぬ。すなわち、主働的な荷重によって生ずる変形を拘束する結果として支保工には受働荷重が働くことになるわけで、受働荷重の発生は鋼アーチ支保工にとって大変重要な意味を持つといえる。

図-4.24は、M-I型支保工にASY荷重を載荷したときに生ずる受働荷重を示したものである。主働荷重を⑩～⑬点に載荷し、①～⑨の点はジャッキの油圧回路を閉じて変形するのを止めて、支保工の地山側への変位を拘束するようにして実験したものである。ジャッキはブロックまたはくさびを模擬したスプリングとして作用することになる。ジャッキの変形特性(バネ定数)は、約 $5 \times 10^4 \text{ kg/cm}$ である。載荷に際しては、500 kg～1000 kgのパッキング荷重(くさびによる締め付荷重)を与えた後、受働荷重点のジャッキを止め受働荷重が発生するようにした。図からわかるように、確実に受働荷重は発生するが、同じ条件においても再現性は必ずしも良くない。これは、実験上の精度が関係しているものと考えられる。すなわち、受働荷重実験では、支保工の地山側への拘束を一樣な条件で行うことが実験の再現性を良くする上で大切であるが、すべてのジャッキを同じ条件で設置することは、この実験装置の場合大変難しく、ジャッキと支保工の間およびジャッキ底板と支承ブロック間にどうしても間隙、あるいは偏心ができてしまう。これは、ジャッキを支持台の上に乗せてあるだけという簡単な構造のためであるが、ジャッキを支保工の変形に追従させるためには、ジャッキを回転できるようにしておくためこのようにすることが必要である。したがって、ある程度の不均一性は考えておかねばならないが、実験の結果は傾向的に良く合っているとみなして良いものであろう。むしろ、一点において受働荷重の発生が妨げられるような状態があると、隣接する荷重点には大きな受働荷重が生ずる傾向がみられ、問題点を補完するような作用が働く。すなわち、全体としてみれば、極めて安定的に受働荷重が発生する機構となっていることがわかる。図-4.25は、M-V型すなわち、線形は同じで拱頂継手にV字形の間隙を有する支保工に関するものであるが、図-4.24の場合と同様な傾向を示している。ただし、主働荷重点と受働荷重点とは、左右を逆にして実験している。拱頂継手構造の違いは、曲げモーメントあるいは変形の場合と異なり、区別することができない。鋼アーチ支保工のように可撓性の大きな構造では、受働荷重の発生が左右のバランスに主として支配され、構造体が不平衡な力を取る能力は非常に小さいことを示している。

図-4.26は、PARA荷重による受働荷重の発生状況を示している。主働荷重は⑦～⑯点に与え、残りは受働荷重点とした。ほぼ左右が対称の受働荷重が生じている。PARA荷重のように、天端部の限られた範囲に荷重が作用する場合でも、地山の拘束によって全体的に荷重が発生して、アーチとして平衡のとれた荷重状態となる。

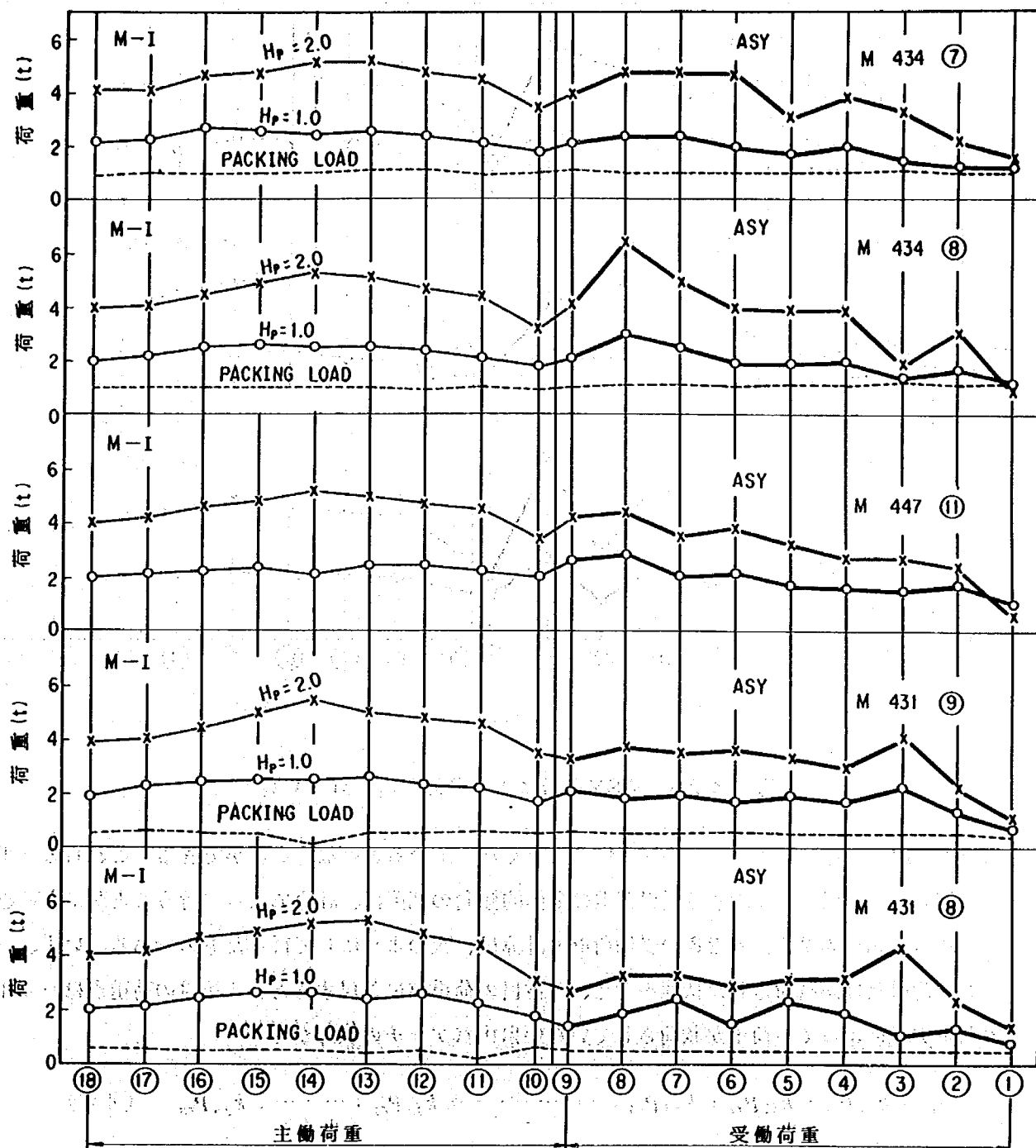


図-4.24 ASY荷重によって生じる受働荷重(M-I型)

図-4.27は、ASY荷重による受働荷重を計算により求めたものであるが、実験の結果と比較すると、先に述べた実験上の変動を考慮した場合、実験値の方が若干低目ではあるが、傾向的には良く合っていると考えることができる。また、図-4.28は、PARA荷重に対する計算値であるが、実験によるものは脚部付近の受働荷重が若干小さく、⑥、⑭の受働荷重が大きくなっている傾向はあるものの、良く合っていると考えることができる。⑥、⑭の値が大きいのは、実験では⑥、⑬の受働荷重が

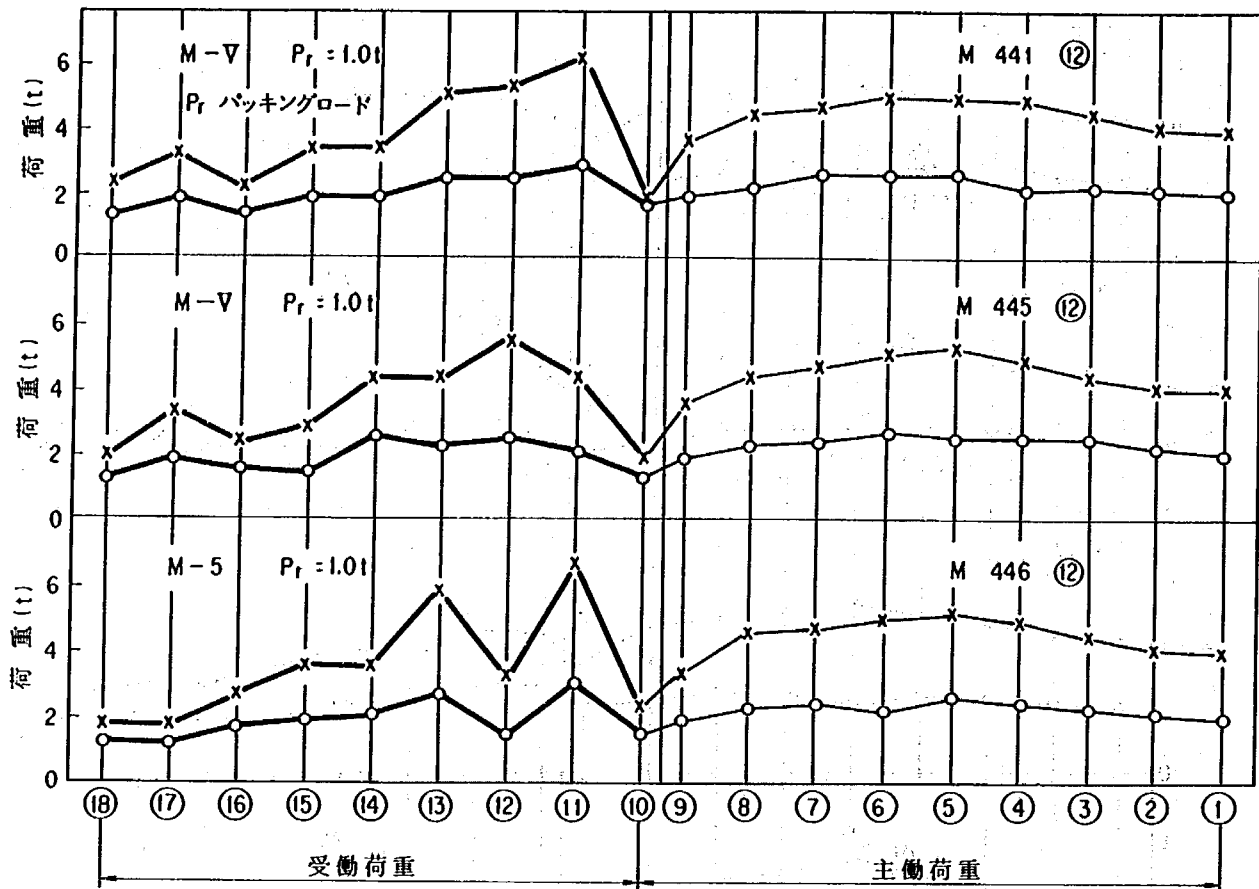


図-4.25 ASY荷重による受働荷重 (M-V型)

ほとんど出ていないため、これを補う形で大きくなっているとみなすことができる。これらの結果から、鋼アーチ支保工に作用する受働荷重の全体的傾向の把握は、計算によって行うことができると考えられる。図-4.27、4.28の受働荷重の計算は、次のようにして行ったものである。いま、パッキング荷重だけが載荷された状態を考え、 j 番目の荷重点に着目すると、 j 番目の荷重点はパッキング荷重 P_{rj} によって、荷重が載荷されていない自由なアーチの状態から

$$\delta_{rj} = k_{j1}P_{r1} + k_{j2}P_{r2} + k_{j3}P_{r3} + \dots + k_{jj}P_{rj} + \dots + k_{jn}P_{rn} \quad (4.4)$$

δ_{rj} : パッキン荷重による j 点の支保工の変位

k_{ij} : i 点の j 点に単位の荷重を加えたときの変位

P_{ri} : i 点のパッキング荷重

だけ変位する。このとき j 点は、パッキングによって P_{rj} だけ荷重が作用していなければならないから、パッキングの変形 δ_r は

$$\delta_r = \frac{P_{rj}}{k} \quad (4.5)$$

ただし k : パッキングのバネの定数

となる。次に、他の任意の載荷点 i の荷重 P_i の荷重が載荷された状態を考えると、 j 点の変位 δ_j は

$$\delta_j = k_{j1}P_1 + k_{j2}P_2 + \cdots + k_{jj}P_j + \cdots + k_{jn}P_n \quad (4.6)$$

で与えられる。したがって、 j 点においては図-4.29を参考として次式が成立する。

$$P_j = k(\delta_r + \delta_{rj} - \delta_j) \quad (4.7)$$

したがって

$$\delta_j = \frac{1}{k} (P_{rj} - P_j) + \delta_{rj} \quad (4.8)$$

すなわち

$$k_{j1}P_1 + k_{j2}P_2 + \cdots + k_{jn}P_n = \frac{P_{rj} - P_j}{k} + k_{j1}P_{r1} + k_{j2}P_{r2} + \cdots + k_{jn}P_{rj} \quad (4.9)$$

となる。同様の式が各荷重点に成立することになり、 n 個の式ができる。いま、 P_i から P_n までの n 個の荷重のうち、 s 個の荷重が主働荷重として既知である場合には、既知点に関する方程式以外の $n - s$ 個の方程式から $n - s$ 個の未知荷重を求めることができる。ただし、 P_i は負であることは許されないから、負になった場合は、 $P_i = 0$ として計算をやりなおす。実際の計算では、ある荷重が仮定された場合、どの載荷荷重が主働荷重点となり、どの載荷点が受働荷重点となるかは明らかでないので、次のようにして計算する。

a. すべての点に主働荷重を載荷し、変形量を計算する。

b. 変形が負となる点を受働荷重が生じる点としてひろい出し、これ以外の点を主働荷重点として計算する。

c. 計算の結果、受働荷重が主働荷重よりも小さくなった場合は、この点を主働荷重点として計算をやりなおす。また、主働荷重点の変形が負となった場合については、受働荷重点として計算をやりなおす。

d. すべての点で、この条件が満たされるまで計算をくり返す。

計算は電算を用いて行うが、2~3回の繰返しで答が得られる。

図-4.27、4.28の計算では、パッキングのバネ定数を $2.9 \times 10^3 \text{ t/m}$ として計算した結果であり、これはジャッキのパッキングとしてのバネ定数と同じオーダーのものであるが、バネ定数が変化した場合に受働荷重の発生にどのような影響があるかを調べたのが図-4.30である。木のくさびのバネ定数は 10^2 のオーダーであるから、図からわかるように、パッキングの定数が多少変化しても発生する受働荷重の大きさは大幅には変化しない。このことは実際の問題において、パッキングの材

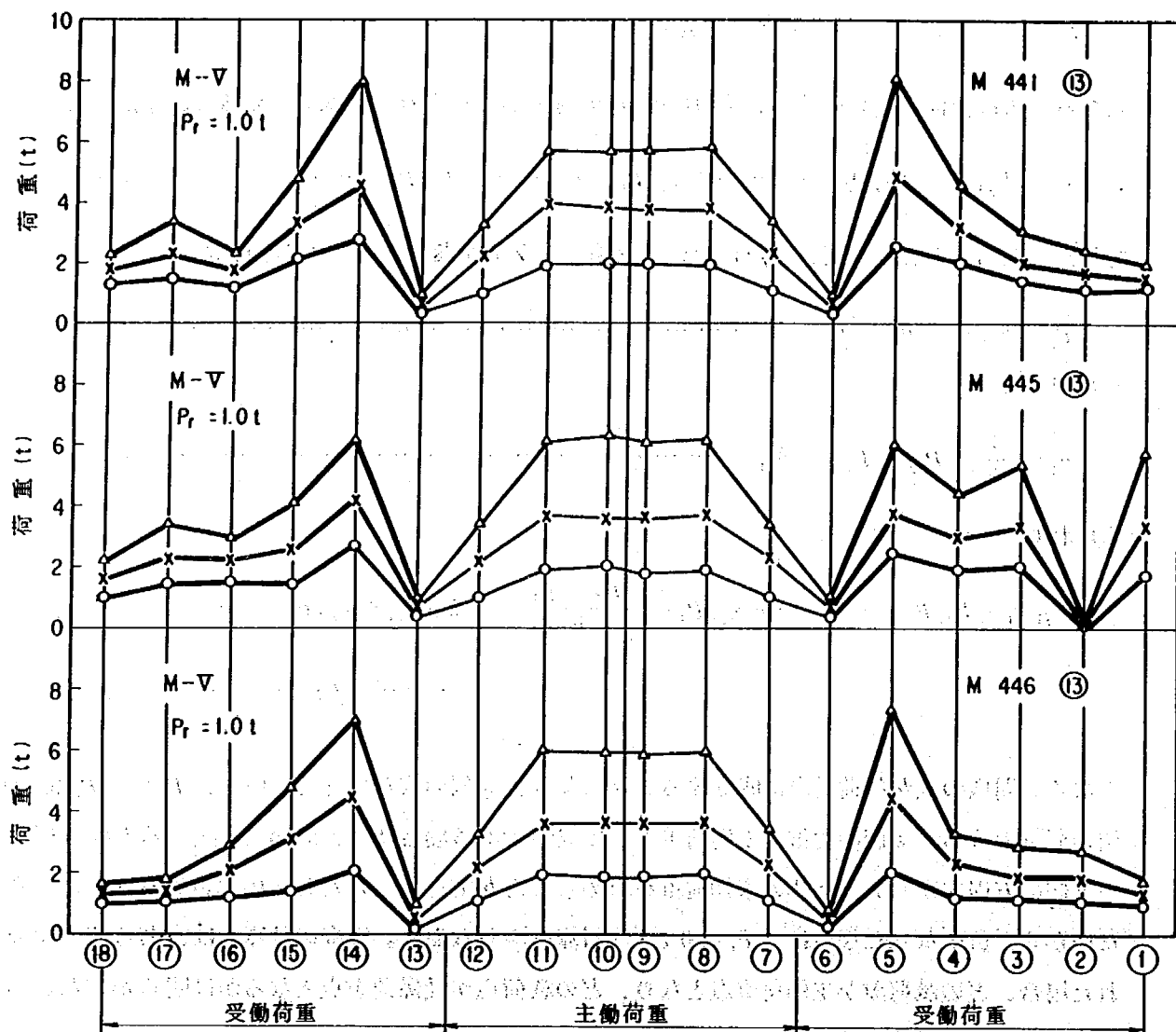


図-4.26 PARA荷重による受働荷重

質が特に問題になることのないことを反映しているものであり、パッキングを行うことにより支保工の荷重のバランスを保つに必要な受働荷重が確実に発生することを示している。なお、この計算は、B-1型の支保工について構造を3ヒンジアーチと仮定して行ったものであるが、図-4.27とほぼ同じ値を得ており、受働荷重の発生は構造条件やパッキングのパネ定数等にあまり影響を受けないで安定していることを示している。このことは、鋼アーチ支保工を実用上、安定した使いやすい支保工にしている大きな要因である。図中、点線でのASY荷重に対するPW荷重を点線で示したが、発生する受働荷重の形は、PW荷重の形に良く似ていることは興味深い。PW荷重は、前に述べたように支保工の線形形状が定まれば、その形状は一意的に定まる荷重であり、1つの限界的荷重である。パッキングのパネ定数が大きくなり、変形の拘束の度合いが大きくなると、PW荷重に近づくものと考えられる。図-4.30は、軸力による変形を考慮して求めたものであるが、曲げモーメントのみによる変形で計算すると、受働荷重の値は一層PW荷重に近づくようになる。

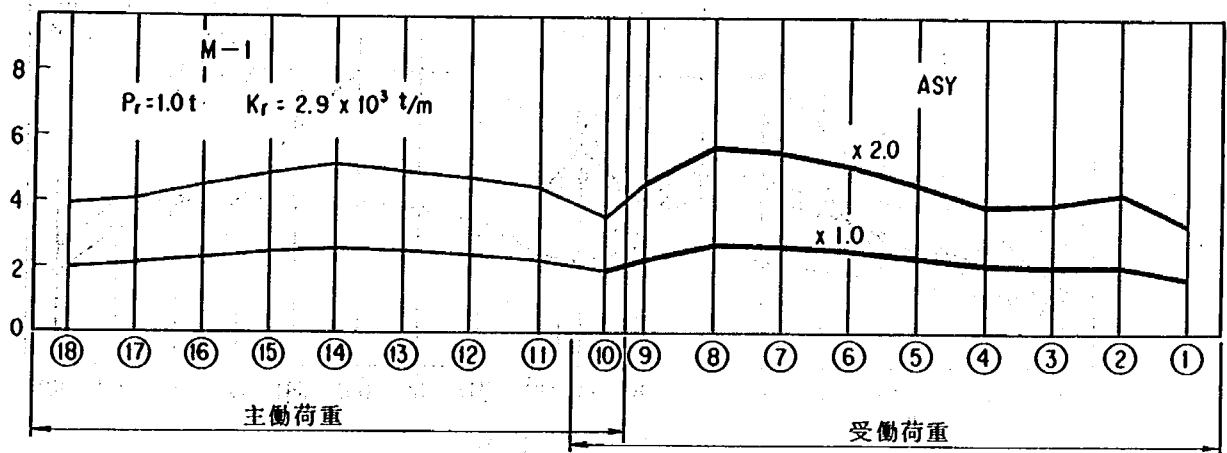


図-4.27 計算から求めたASY荷重による受働荷重

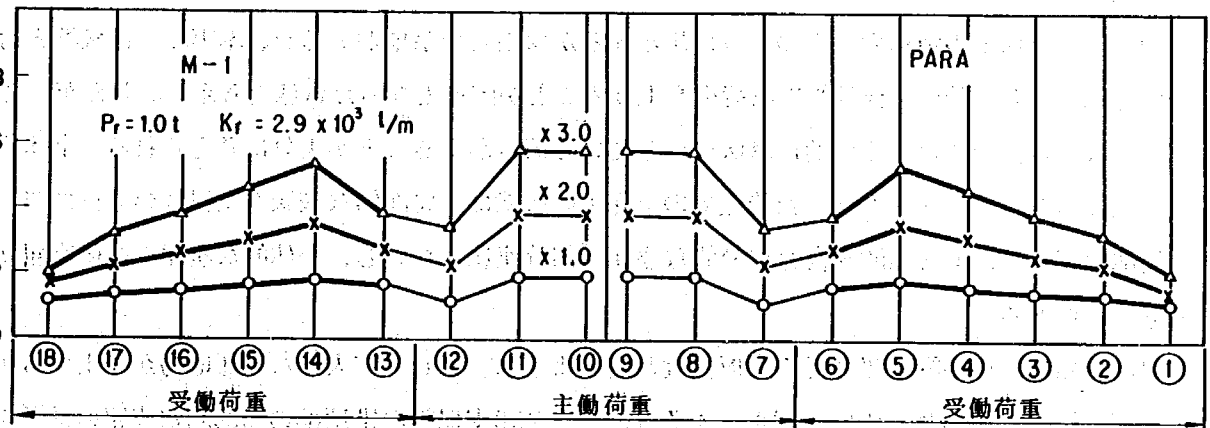


図-4.28 計算から求めたPARA荷重による受働荷重

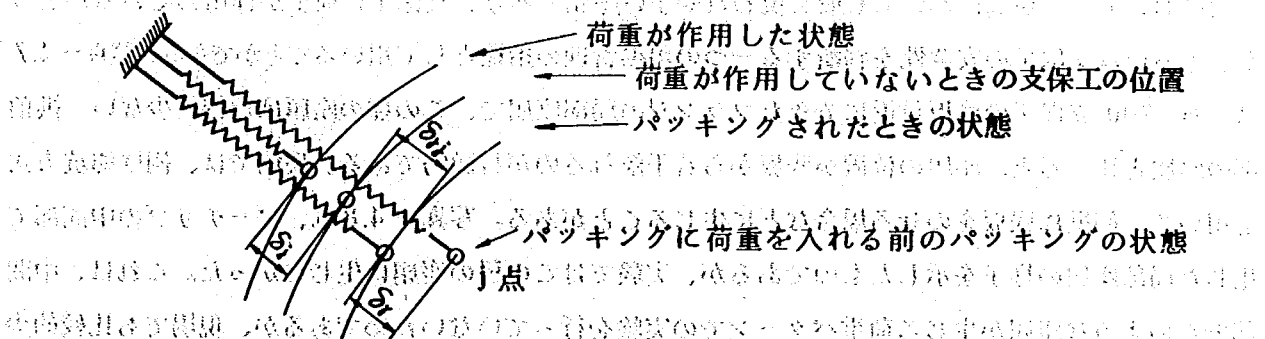


図-4.29 受働荷重を計算する際のパッキングの仮定

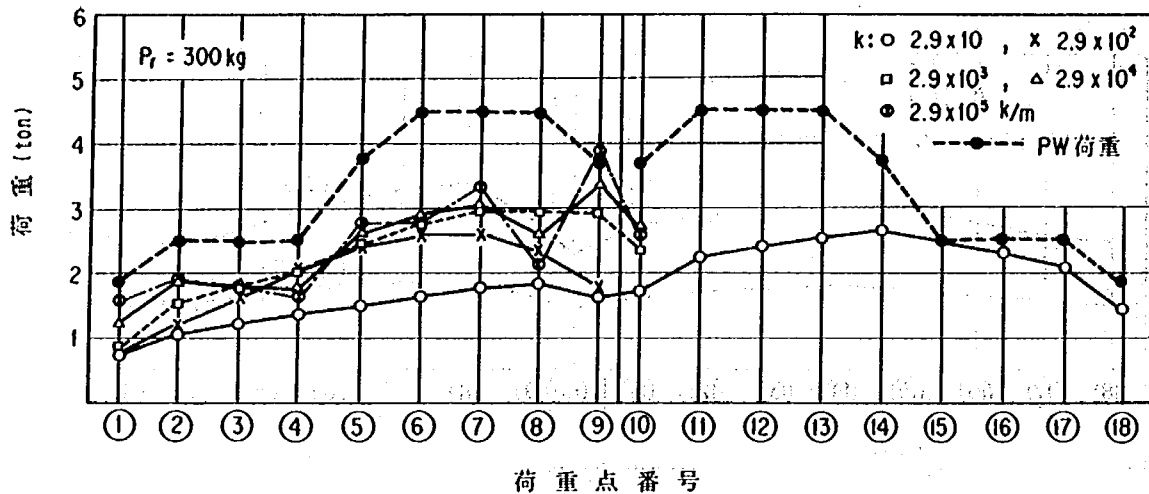


図-4.30 ASY荷重における受働荷重の発生とパッキングのバネ定数との関係

(2) 耐 荷 力

(a) 破壊のパターン

鋼アーチ支保工の耐荷力をどのように規定するかは検討の余地があるが、本実験では破壊と耐荷力を同じ意味として使い、全体的に載荷重を上げることが困難となった状態と考える。したがって、局部的には、耐荷力に達する以前に降伏に達している部分があることが十分に考えられる。全体的に荷重を上げることのできなくなった時点での支保工の状態は、局部的な破壊（座屈）の進行に伴うもの（局部座屈）と、ある範囲を含む部分的な座屈（部分座屈）ないし、全体的な座屈（全体座屈）によるものがある。

局部座屈は、拱頂継手部付近や底板付近などのように、偏心して大きな局部応力が発生する可能性の大きな場所に現われやすい。写真-4.3は、H-200支保工の拱頂部の局部的な座屈の様子を示し、写真-4.4はパイプ支保工(P-2163)の場合の拱頂部の座屈の様子を示す。典型的なフランジの座屈や、いわゆる提燈座屈となっている。写真-4.5は、実際の現場において拱頂部の座屈が生じた例である。座屈が進行すると、写真-4.6のような状態となり、支持力は大幅に失われる。拱頂部付近の座屈は、実験においても、現場においても最も現われやすい座屈であり、支保工に荷重が作用しているかどうか、あるいは支保工の安全性を判断する一つの現場管理の指標として用いることができる。写真-4.7は、H-200支保工の底板付近にできたフランジの局部座屈で、この種の座屈は比較的少ない。拱頂部の座屈と比べると、座屈の位置が底板から若干離れるのが特徴的である。現場では、側壁導坑方式を用いて、側壁に底板をのせる場合などに生じることがある。写真-4.8は、アーチリブの中間部で生じた局部座屈の様子を示したものであるが、実験ではこの種の座屈は生じなかった。これは、中間部でこのような座屈が生じる荷重パターンでの実験を行っていないためであるが、現場でも比較的少ない。

全体的な座屈は、支保工のアーチリブがメンバーとして座屈するもので、座屈の条件は複雑で関与する座屈長さなどについては必ずしも明確でなく、また、面外方向への座屈やねじれを伴う場合があ

る。写真-4.9は、部分座屈の様子を示したもので、写真の場合は4載荷点にわたる部分の長さが座屈に関与し、ほとんど直線となってアーチとしての作用がなくなり、荷重が上がらない状態に至っている。このような座屈が生じたときには、写真-4.10のようなフランジの波打ちがみられることが多い。写真-4.11は、拱頂部付近の3つのジャッキ点間を長さとした部分座屈の様子を示したものである。この場合は、拱頂の部材としての局部座屈も同時に生じている。部分座屈の発生する部分は、写真-4.9に示す部分が比較的多いが、関係する座屈の長さとしてはジャッキ点で4～3個の長さである。写真-4.12は、現場における部分座屈で、この場合はねじれを伴っている。写真-4.13は、支保工が破壊した例で、写真-4.9に示すような座屈が進行するとこのような状態に至る。ただし、この例は、支保工の脚部に直線部を有する線形の悪い例で、このような破壊が起こりやすい。写真-4.14は、特に破壊部分が明瞭でなく、全体的に耐荷力を失う例である。この状態での変形が進行すると、形態的には写真-4.8あるいは写真-4.12のような状況に達する。

実験で現われた破壊の形態は、以上のようなものであるが、これらは実際の現場でもよくみられるものであり、実験は現場の状況をよく再現しえていると考えられる。

(b) PW荷重に対する強度

表-4.6は、破壊実験の結果からPW荷重に対する破壊荷重（土荷重高さ）を一覧表にしたものである。また、図-4.31は、アーチリブの単位長さあたりの鋼重と破壊荷重との関係を表わしたものである。図からわかるように、当然のこととして断面の大きさと関係があり、概略的、包括的なとらえ方ではほぼ鋼重と比例関係にあると考えることができる。構造条件を変えて種々の検討を行ったH-200支保工の場合バラツキがみられるが、6mから8mの範囲で、大部分7mの付近にあり、平均値としては7.0mをとることができ、相関直線上にのると考えることができる。パイプ支保工は、鋼重との関係からみると、肉厚5.8mmのものを除いて大きめの値が得られている。P-2163/5.8の破壊は、写真-4.15のような状態、すなわち、パイプの載荷点における局部的なつぶれで生じており、これが強度が低目に出た原因と考えることができる。P-2163/5.8を除いてパイプ支保工の強度が高目に出ている理由は、局部座屈強度がパイプの方がH型钢の場合よりも大きいためであると判断される。

H-200支保工については、構造条件を変えて実験しているので、その影響を以下に検討する。

(c) 拱頂部線形の影響

鋼アーチ支保工の拱頂部には、キックアップとしておよび曲げ加工の便宜のために直線部を入れる。これが、曲げモーメントや変形に与える影響についてはすでに論じたところであるが(4.2(1)(d)参照)、直線部がアーチの構造に入ることは望ましいことではない。変形は突き上げ傾向となり、曲げモーメントは正の曲げモーメントを助長するようになる。拱頂継手に間隙のない型式で線形だけが相違している支保工は、M-IとM-Vであり、M-Vが直線部を有するものである。表-4.5を参照して強度を比較すると、結果にバラツキがあって明瞭ではないが、直線部を有するM-Vの方が強度が低くでている。しかし、強度の低下の程度は、そう大きいものではない。一方、B-I、II、III型は拱頂部に直線があり、拱頂部に間隙を有する継手構造を持つものであり、また、M-V型は同じ構造で直

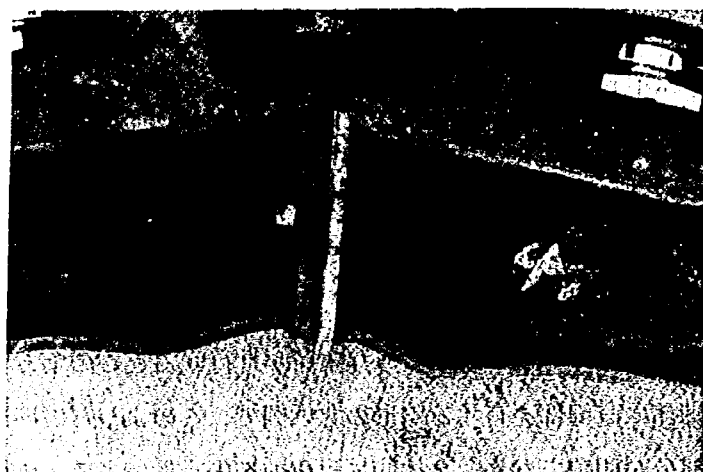


写真- 4.3 H-200 支保工の拱頂継手付近の座屈

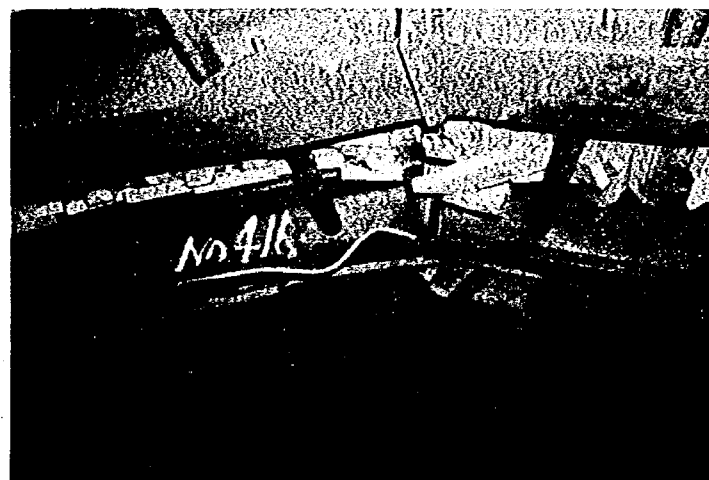


写真- 4.5 現場における拱頂継手部分の座屈



写真 4.4 パイプ支保工 (P-2163) の拱頂継手付近の座屈

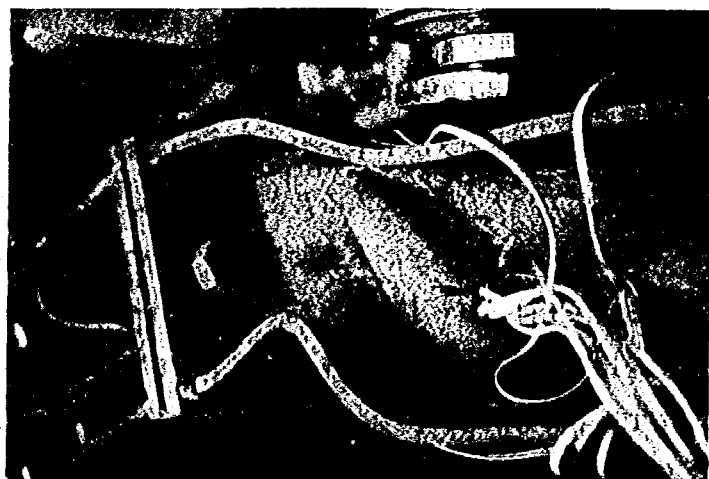


写真- 4.6 拱頂部の座屈が進行した状態

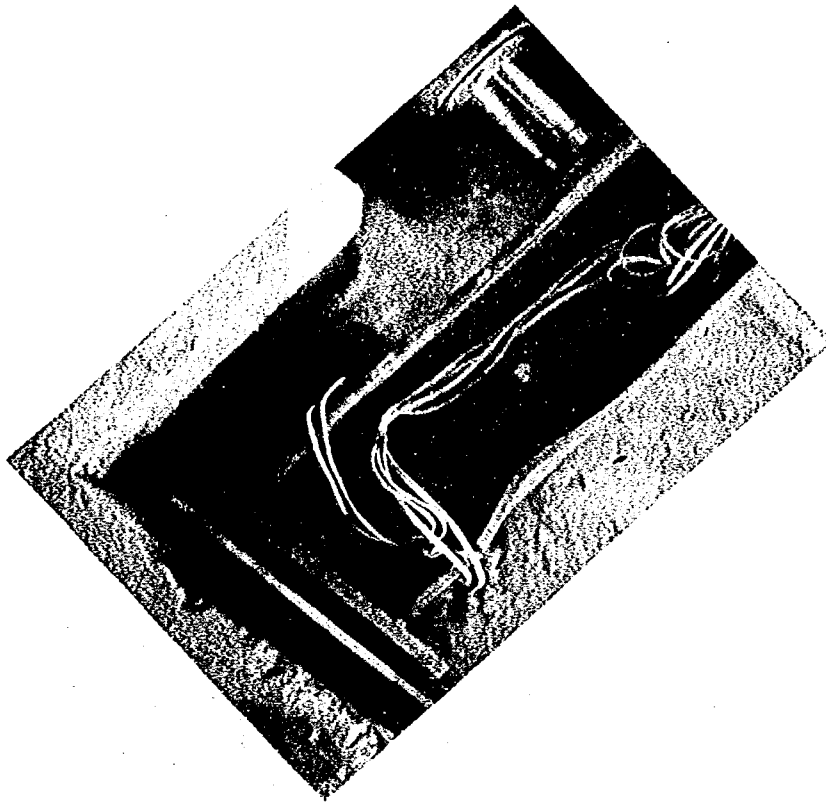


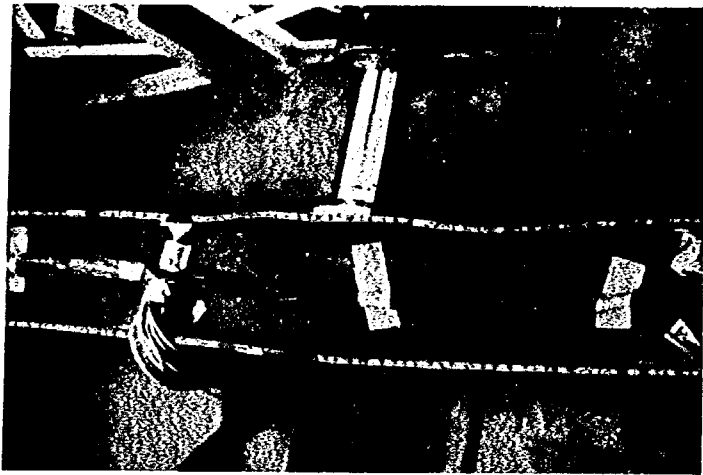
写真-4.7 フートプレート付近に生じたH-200 支保工の座屈



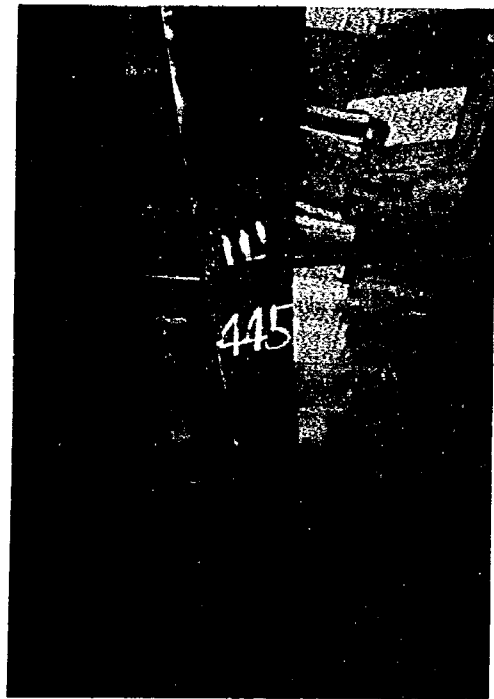
写真-4.8 アーチリブ中間部に生じたH支保工の局部座屈



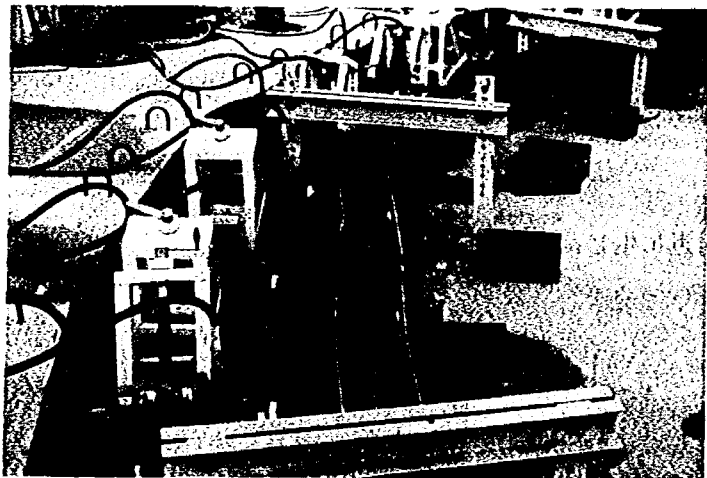
写真-4.9 部分座屈の様子



写真－4.10 フランジの波打ち



写真－4.12 現場における部分座屈



写真－4.11 拱頂部付近での部分座屈



写真－4.13 支保工の破壊

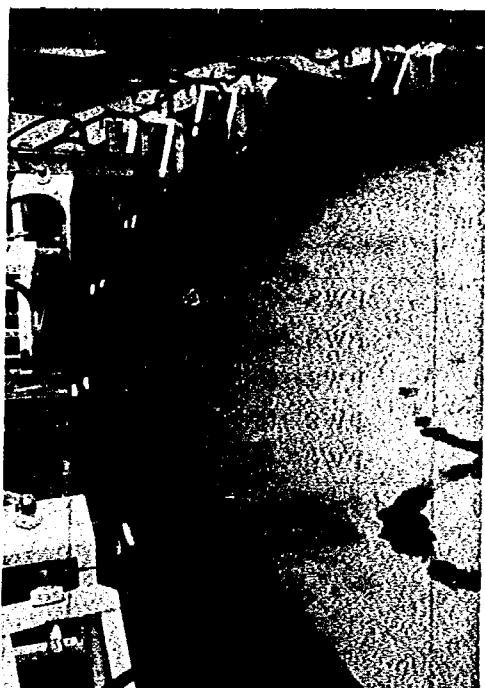


写真-4.14 全体的な破壊

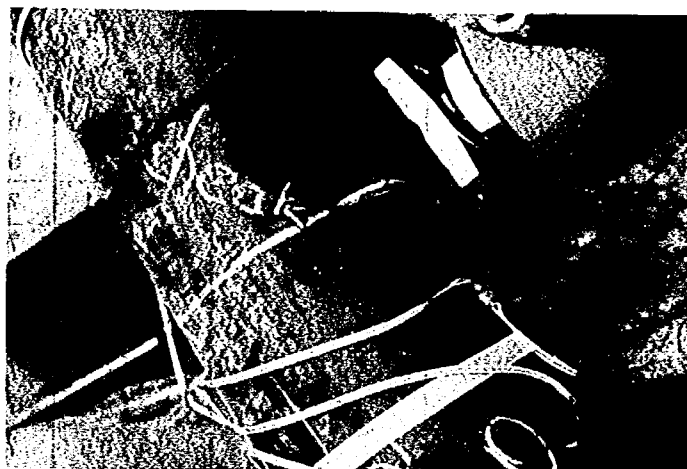


写真-4.15 P-2163/5.8 支保工のパイプのつぶれ

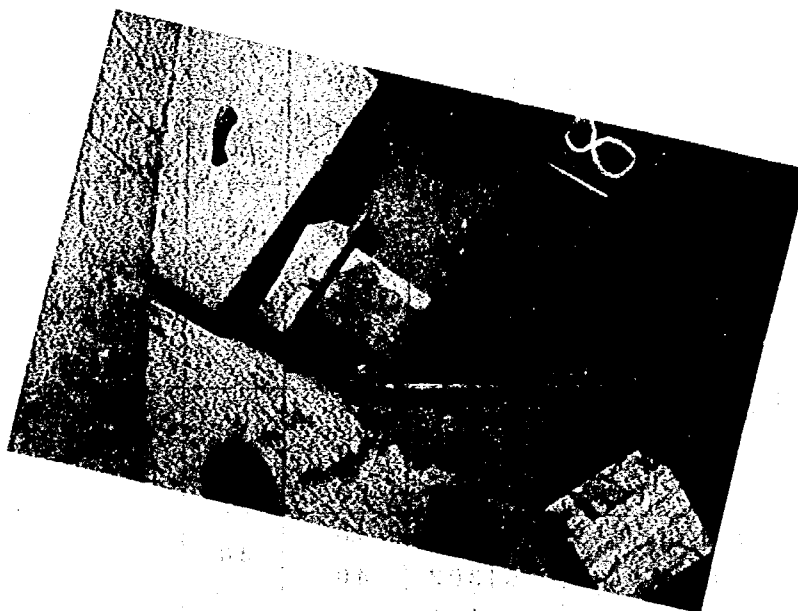
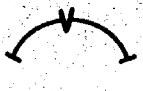
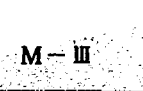
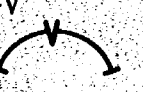
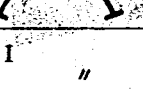
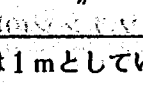


写真-4.16 M-N型支保工の脚部フランジの座屈

表-4.6 PW荷重に対する破壊強度

試験材の種類	型 式	実験番号	破 壊 重	平 均	備 考
TH-175		S4001	6.0 m	6.0m	
		S4002	6.0		
		S4003	6.0		
		S4304	6.0	5.9	PWS-I
		S4305	5.5		PWS-II
		S4306	6.0		PWS-III
		S4307	6.0		PWS-IV
		S4308	6.0		PWS-V
H-200		S4004	7.0	6.9	
		S4005	6.5		
		S4006	7.0		
		S4103	7.5		
		S4104	7.0		
		S4105	7.0		
		S4108	6.5		
		S4206	7.0		
		S4106	6.5	6.7	S 4107 は急激な面外方向の破壊
		S4107	(5.5)		
		M 431	6.5		
		M 434	7.0		
		M 447	7.5		
		M 432	7.0	7.3	カバープレート 30 cm
		M 435	7.5		
		M 433	(6.5<)	7.0	M 333 は支承コンクリート破損, カバープレート 60 cm
		M 436	7.0		
		M 437	6.0	6.3	
		M 439	6.5		
		M 442	6.0	6.5	
		M 443	7.0		
		M 444	6.5		
		M 441	7.5	7.8	
		M 445	8.0		
		M 446	8.0		
P-216.3/5.8		S4301	4.0	4.0	
		S4302	4.0		
P-216.3/7	D-I "	S4101	6.0	6.0	
		S4102	6.0		
P-216.3/8	D-III "	S4208	(5.5)	6.5	S 4208 はジャッキストローク不足
		S4303	6.5		

注) 支保工のピッチは1mとしている。

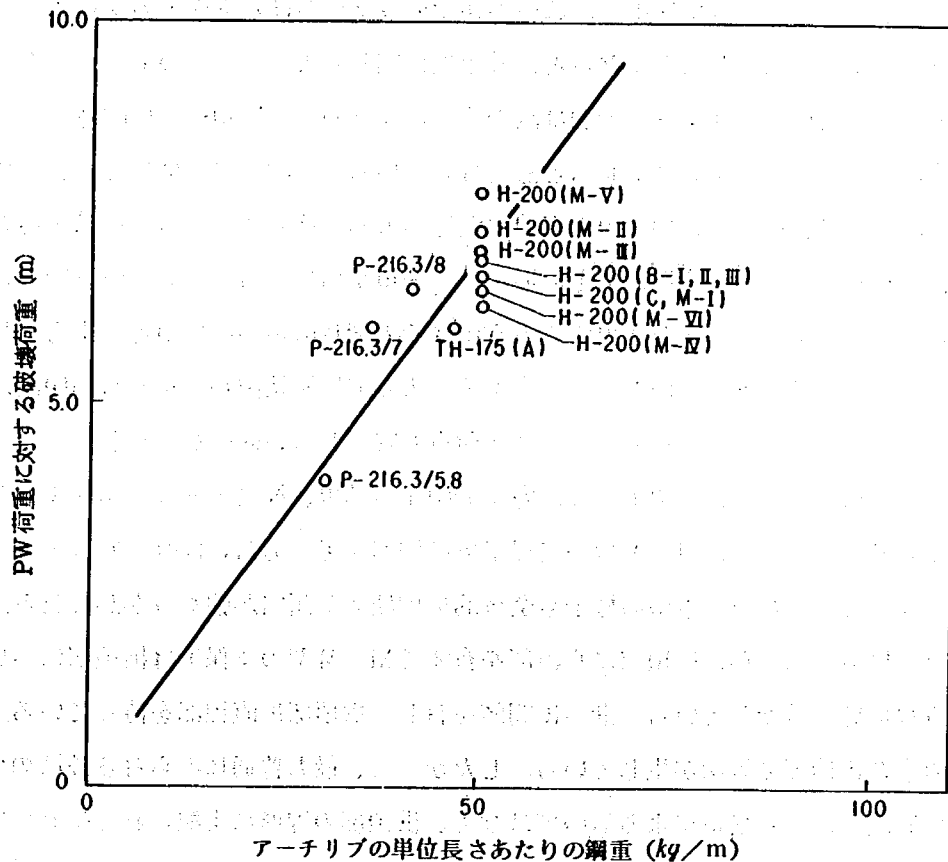


図-4.3.1 破壊荷重と単位長さあたりの鋼重との関係

線部のない構造のものであるが、両者の結果を比較すると、直線部のないM-V型の方が破壊荷重で約1 m程度大きな値が得られている。また、拱頂部に間隙のある継手構造のものは、結果が比較的安定している。このような結果から判断すると、拱頂部における直線は強度を低下させる原因となっているが、実験におけるように長さ80 cm程度の直線は、そう強度を低下させる決定的原因ではないと考えることができる。したがって、直線部を設けるかどうかは、クリックアップの必要性や曲げ加工上の都合によって判断すべき問題である。ただし、直線部の存在は決して良い影響は与えないので、コンクリートの打設方法を吹き上げ方式にするなどの検討が、支保工の強度を最大に利用するという点からも必要である。

(d) 拱頂継手構造の影響

鋼アーチ支保工の拱頂継手構造は、図-4.4(a)に示すような突合わせ継手上部に間隙を有するものと、図-4.4(c)に示すように密着した構造のものとが使用される。M-I型とM-V型は、線形が同じで拱頂継手構造のみが違っているものである。M-I型の強度は、7 m弱(表-4.6参照)の強度であるのに対し、M-V型は8 m弱となっており、約1 m程度拱頂部に間隙のあるものの方が強くなっている。拱頂部継手に間隙のあるものの曲げモーメントは、図-4.14に示したように著しい負の曲げモーメントを生じることが特徴である。この負の曲げモーメントは、載荷重によって生じる正の曲

げモーメントを打ち消すように作用し、載荷の初期の段階における支保工の安定性を増加させるのに役立つように働く。載荷重が大きくなると、継手板は閉じるようになるので軸力の作用点は軸線に近づき、拱頂付近の負のモーメントの増加は減少する。すなわち、拱頂継手に間隙を設けることは、丁度、負の曲げモーメントをプレストレスとして与えているのと同じように働くとともに、載荷重が大きくなった段階では、拱頂部の軸力の作用線が軸線の方へ移動するような機構を持たせることになる。一方、初めから密着した構造の継手の場合は、荷重が増加すると、継手が下開きの傾向をみせることがあり、正の曲げモーメントが作用するようになると同時に軸力の作用線が上方へ移動する。また、密着した構造の場合は、支保工の据え方の誤差等によって接触状況が安定しない傾向があり、曲げモーメントの発生状況のバラツキが大きく、破壊荷重も安定しない傾向がみられる。

拱頂継手に間隙があると、拱頂下部に応力が集中する結果、写真-4.3に示すような破壊が生じやすいようにも考えられるが、M-V型の支保工では破壊が④、あるいは⑭～⑮などで生じており、必ずしも拱頂部では生じない。破壊の様子も全体的に破壊する傾向が強うかがわれる。一方、継手が密着している構造であるが、拱頂部に直線部を有するM-V型の支保工は拱頂部において写真-4.3に示すような形態で破壊している。継手に間隙を有し、拱頂部に直線部を持っている支保工の場合は、ほとんどの場合拱頂部で破壊が生じている。したがって、最も普通にみられる破壊の形態である拱頂部の破壊の原因は、継手構造によるものではなく、拱頂部の線形に支配されて生じているとみなすことができる。直線部を有する支保工の曲げモーメントは、図-4.15に示したように拱頂部の短い部分で急に増加する特性を有していることが、破壊の形態に関係しているといえる。直線部を有する支保工に間隙のある拱頂継手を用いると、直線部によるキックアップを少なくするような効果があり、ある程度の強度の低下を防ぐ効果があると考えることができる。直線部のない構造のものでは、破壊は拱頂部ではなく、アーチリブの中間点で起きる例が多く、このことは拱頂継手に間隙を設けても変わらない。むしろ、先に検討したように大きな耐荷力が得られている。したがって、鋼アーチ支保工の拱頂部の構造としては、直線部を設けず左右の線形が連続するような線形とし、継手は継手上部に間隙を設ける構造が最も望ましい。

(e) 脚部構造の影響

鋼アーチ支保工の底板の取付け方には、図-4.4(2)に示すように水平な掘削盤面に直接のせることができるよう、支保工の軸線と斜交して底板を取付ける方法と支保工の軸線と直交して取付ける方法とがある。斜交して取付ける方法は、支保工脚部にあたる掘削面の成形が容易なため、力学的には問題があるが、使用される例が少なくない。M-V型の支保工はこの型の支保工で、底板の取付け方が強度にどのような影響を与えるか実験した。M-I型の支保工の結果と比較すると、M-I型とはほぼ同様の値が得られているが、破壊の際には写真-4.16に示すような支保脚部内側フランジの座屈が生じた。これは、この型式の構造では、水平方向の脚部の反力を取ることができないため、水平方向の支承の移動が生じ、内側フランジが局部座屈したためであると考えられる。実験では、写真に示すようなブロックを支承部に入れて水平移動を拘束したが、この程度のブロックでは水平移動を拘束する

のには十分でなかった。このように、支承を支保工の軸線を斜交して設けることは問題が多い。

支承部においても拱頂部と同じように、底板の接触状況によって強度に影響を与えることが予測されるが、このシリーズの実験では、特にこの問題について実験を行っていないため明らかではないが、支承の接触状況によって特に大幅な影響が出ると考えられるような現象はみられなかった。実際問題として、底板の接触状況をコントロールすることは困難であって、影響があったとしても、拱頂部におけると同じような対策をたてることは無理である。しかし、鋼アーチ支保工は、アーチ構造として荷重を支持するものであるから、直線部や軸線と斜交するような構造はさけることが望ましい。

(f) 偏荷重に対する耐荷力

鋼アーチ支保工に作用する荷重として、PW荷重は一つの極限的な理想荷重である。しかし、実際に作用する荷重は種々に変化し、必ずしもPW荷重の前提となるような一様な緩み荷重が作用するわけではない。しかし、鋼アーチ支保工では、先に検討したように、一様でない荷重が作用しても地山との相互作用の結果、受働荷重が生じ左右の荷重がバランスする一種の自動平衡作用が存在する。受働荷重が生ずる場合の耐荷力を調べるため、ASY荷重、TA荷重、PW荷重を偏荷重として作用させるとともに、対称ではあるが一部のみに作用する荷重として、PARA荷重を作用させる実験を行った。表-4.7は、これらの荷重に対する結果をまとめたものである。ASY-PSV荷重は、表-4.2に示すASY荷重を支保工の片側のアーチリブに作用させ、もう一方のアーチリブは受働点としたものである。表中、備考の⑩~⑬ stopは、⑩~⑬点を受働荷重点として実験したことを示す。TA-PSV、PW-PSV荷重はそれぞれTA荷重、PW荷重を支保工の片側のみに載荷し、他方は受働点として実験したものである。PARA-PSVは、⑥~⑬までに放物線相当の緩みによる主働荷重を加え、他の点は受働点としたものである。

表-4.7 偏荷重における破壊強度

荷 重	実 験 番 号	破 壊 荷 重	破壊時の脚部軸力	備 考
ASY-PSV	S4201	5.5m	92t	⑩~⑬ stop
	S4202	6.5	112	"
	M448	6.0	112	①~⑨ stop
TA-PSV	S4203	10.0	130	⑩~⑬ stop
	S4200	9.0	120	⑨~⑬ stop
	S4309	8.0	109	⑩~⑬ stop
PW-PSV	S4310	6.0	108	①~⑨ stop
	S4311	6.5	118	⑩~⑬ stop
PARA-PSV	M438	9.0	116	①~⑤, ⑭~⑬ stop

（表-4.3参照）

表-4.2の載荷荷重は荷重の種類によって変わっているが、4.1(3)載荷重で述べたように、荷重を想定する際の緩み高さによって表現しているため、荷重の形状が異なる相互の間での比較はできない。このため、破壊時の軸力で比較する必要がある。各荷重における破壊時の軸力は、90 t~130 tの範囲にあるが、110 t程度のものが多い。種々荷重形状を変化させたにもかかわらず、破壊荷重はあまり変わらないという結果である。PW-PSV荷重においては、PW荷重と直接の比較が可能であるが、PW荷重の破壊強度は先に検討したように、大略7 m程度であるから6 m程度という結果は、対称にPW荷重を載荷した場合の85 %程度の強度が得られることを示している。他の荷重の場合も軸力で比較すると、PW荷重の7 m相当の軸力は約140 tであるから、約80 %程度の軸力に達するまでの荷重を支持している。もちろん、偏荷重載荷による破壊は、載荷された側のアーチリブで起こり、写真-4.9のような部分座屈と、③~④載荷点のフランジの局所的な座屈により生じているが、PW-PSV荷重の場合は拱頂部で生じ、PW荷重の場合とほとんど同じような破壊の仕方をしている。これは、PW荷重が一つの極限的荷重であるため、PW-PSV荷重の場合は曲げの影響が最も現われにくいのに対し、他の荷重の場合は主働荷重側では荷重のパターンが一定で載荷され、受働点を設けていないためにアーチとしての荷重バランスが取れなくなる結果、曲げ抵抗で支持せざるをえない部分がでてくるため、アーチとしてのみでなく曲げが関連して破壊しているものと考えられる。実際の場合は、片側のアーチリブにおいての変形が極端になれば、主働側においても部分的に必ず受働荷重が作用するようになるので、実験の結果はより安全側であると判断される。

したがって、偏荷重が作用したときの鋼アーチ支保工の強度もPW荷重に対する強度とあまり変わらないとみなしてよく、強度の低下があった場合でも80 %程度の強度を期待することができるものと判断される。

鋼アーチ支保工の強度の評価は、荷重が複雑に変化した場合でも受働荷重の発生を考慮すれば、軸力の大きさによって行うことができる。

(g) 載荷点間隔の影響

実験では、図-4.3に示すように標準の載荷点を定めた。しかし、実際の場合は図に示すように、整然とブロックが行われることはほとんどないといっていよいであろう。そこで、ブロックの間隔が強度にどのような影響を与えるかの実験を行った。載荷重は、表-4.2のPWS荷重であるが、PWS-I荷重は5載荷点で最大ブロックポイント間隔1.8 m、PWS-IIは8載荷点で最大ブロックポイント間隔1.5 m（拱頂部付近）、PWS-IIIは8点1.4 m（脚部付近）、PWS-IVは8点1.1 m（アーチリブ中間付近）、PWS-Vは8点1.2 m（拱頂部付近）となっている。実験の結果は表-4.3、あるいは表-4.6に示す通りであり、ブロックポイントの間隔の影響は現われていない。この実験では、ブロックポイントの間隔を最大1.8 mとしたが、実験の対象としたような断面の大きなトンネルの支保工の場合は、この程度でも載荷点は5点となり、強度低下に結び付く結果にならなかったものと考えられる。単線鉄道トンネルの支保工に対し行われた実験では、標準5載荷点に対し、3載荷点とした場合の強度低下は80 %であると報告されており、本実験の場合は強度低下が

大きく現われる範囲に入っていなかったと考えられる。しかし、実際問題としては、ブロッキングポイントの間隔を 1.8 m 以上とすることは、この程度のトンネルでは相当乱雑な施工をしない限り考えられず、通常の場合はブロッキングポイント間隔による強度の低下はないものと考えて差支えないものと判断できる。

(h) 破壊時の変形

以上、破壊強度の大きさと強度に影響を与える要因について検討したが、鋼アーチ支保工に作用する荷重には、第 2 章で検討したように、変位が大きな荷重が作用する場合がある。すなわち、ただ単に緩み荷重が作用するのみでなく、初期地山応力に基づく変位が合わせて生じる場合がある。図-4.32～4.34 は PW、ASY-PSV、PARA-PSV 載荷時の変形の例を示したものである。荷重パターンが図の例に示すように、極端に変わっても破壊は最大変位が 40 mm を超えるあたりで始まっている。表-4.3 には、最大変位量を示したが変位量は大きくても 70 mm 程度である。これは、トンネル半径の 1.2 % であり、トンネルの変形量としては非常に小さい値に属する。したがって、膨張性地山など変位が大きな場合には、一見、可撓性に富んでいるとみられる鋼アーチ支保工も、許容される変形量は小さいことを認識しなければならない。これは、曲げに対する可撓性は大きいものの、荷重の支持は軸力によって行われるためである。

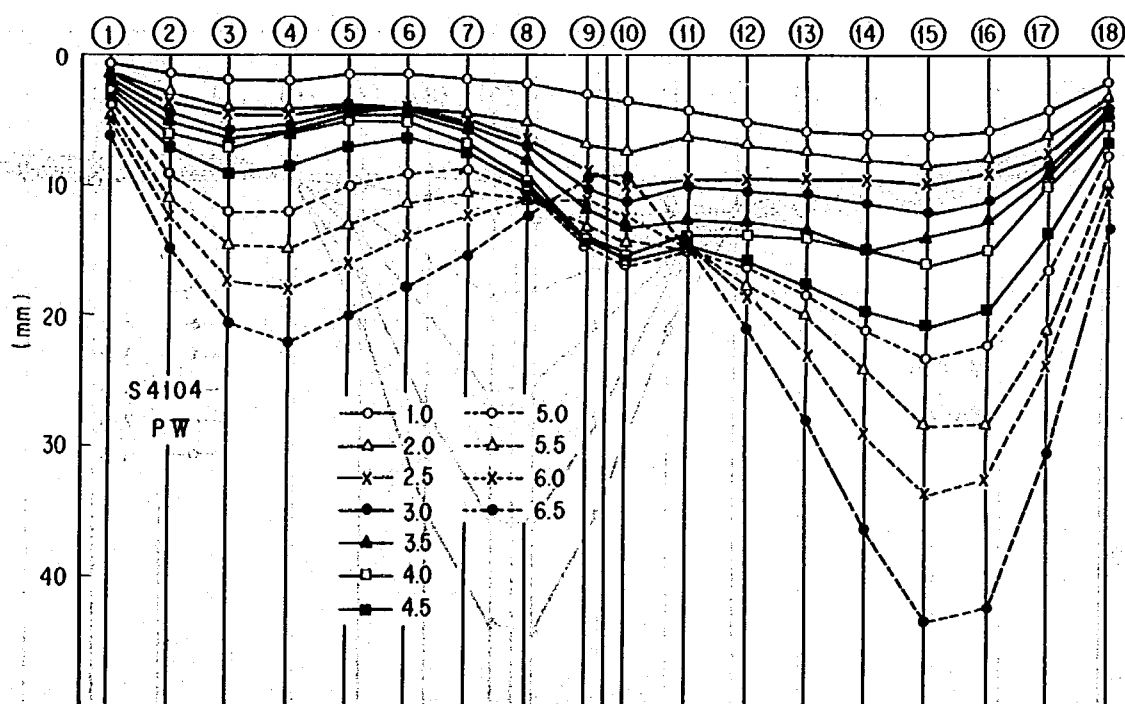


図-4.32 PW 荷重載荷時の変形

鋼アーチ支保工の設計と施工 (第 2 版) 日本建築学会

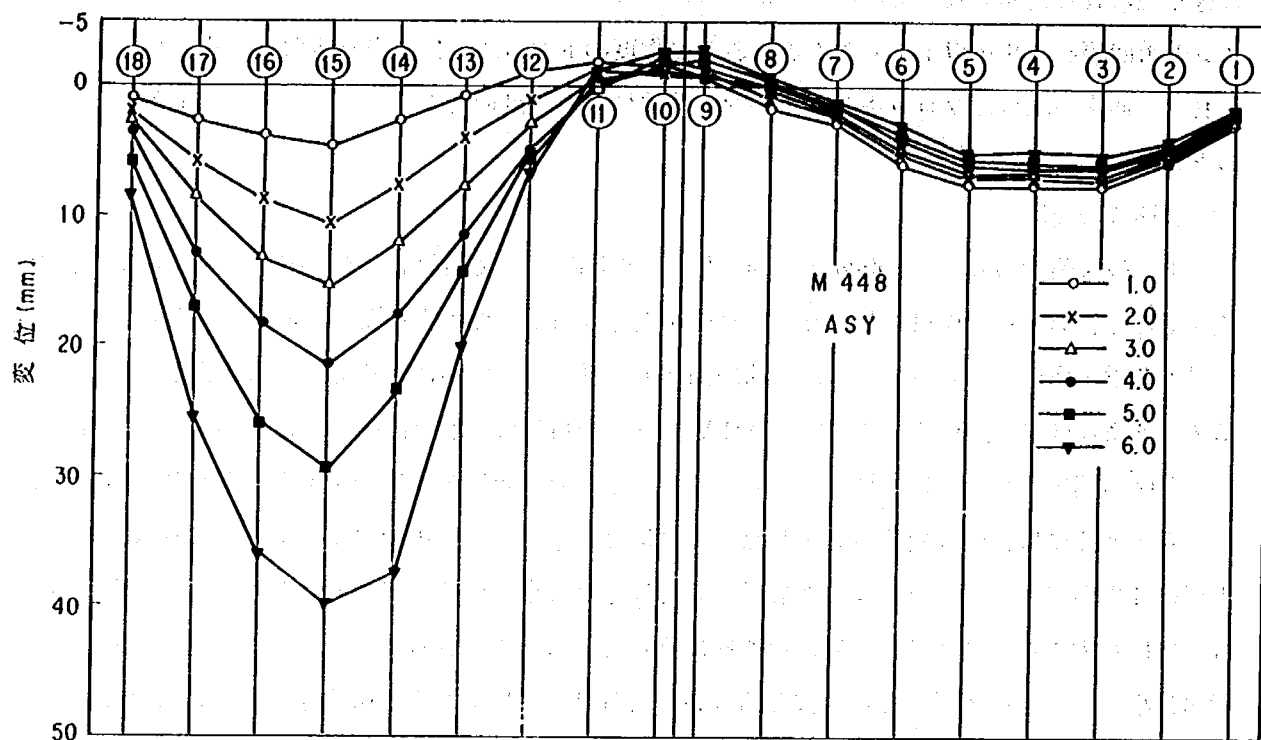


図-4.33 ASY-PSV荷重載荷時の変形

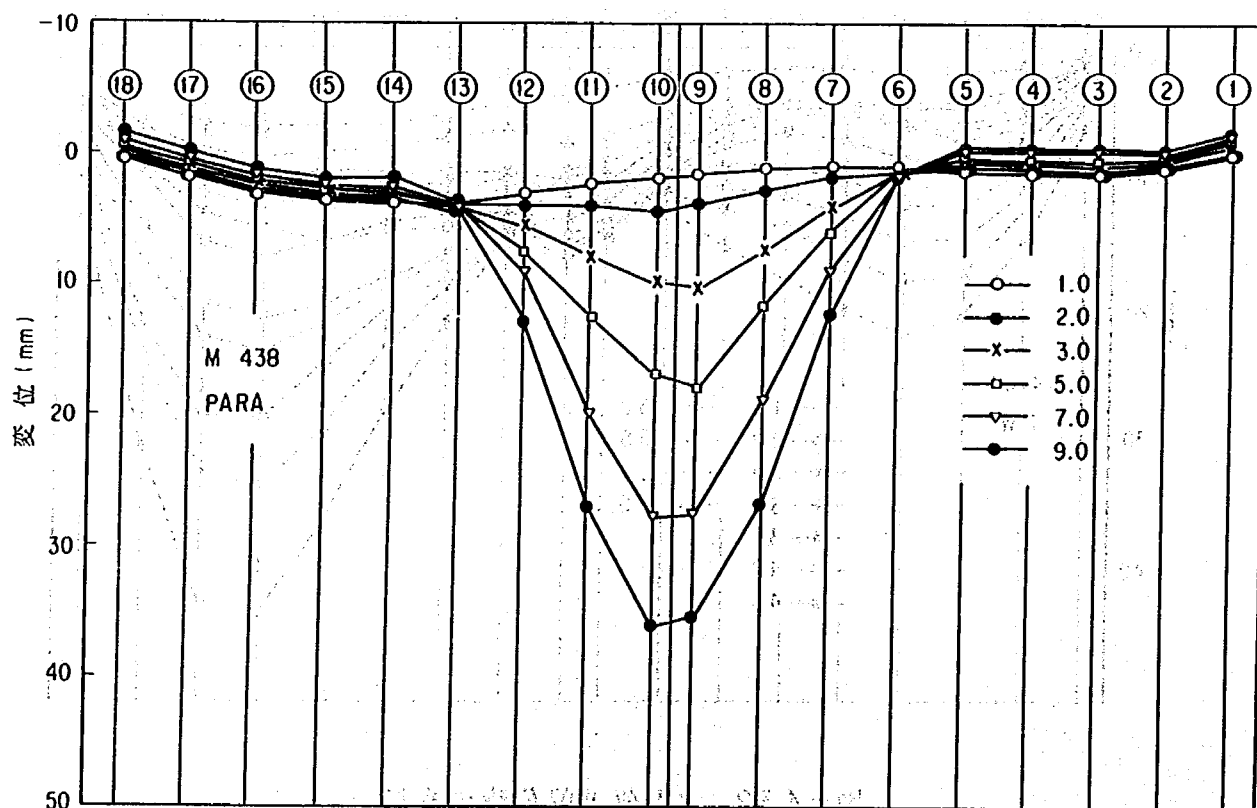


図-4.34 PARA-PSV荷重載荷時の変形

4.3 鋼アーチ支保工の特性に関する結論

以上に詳述したように、鋼アーチ支保工の特性について検討した。鋼アーチ支保工では、地山との相互作用が重要である。作用荷重は、それに基づく支保工の変形の結果として生ずる地山反力とバランスし、支保工は軸力状態となって支持される。その結果、作用荷重の形状が変化しても安定な耐荷力が得られ、すぐれた支保構造物であるが、許容される変位量は比較的少ない支保工であり、変位荷重が作用する場合には適用に留意が必要な支保工であると要約される。検討の結果、得られた主な結論は次の通りである。

(1) 鋼アーチ支保工の構造的特徴

(a) 鋼アーチ支保工に生ずる曲げモーメントは、支承における接触状況、拱頂継手の接触状況など微妙な条件に支配され、設置の状態によって大幅に変化するとともに、載荷重パターンの変化に敏感に反応する。これは、鋼アーチ支保工が変形によって力学的構造が変化する非線形的な挙動を示すためであり、結果として発生する曲げモーメントを的確に予測することは、非常に難しい構造物である。

このことは、よく行われている歪測定の結果から、外力を求める手法は適当でないことを示唆する。

(b) 一方、軸力は、支保工に作用すると考えられる荷重パターンの場合は、支保工全体にわたってほぼ一様に発生し、極めて安定している。これは、鋼アーチ支保工は剛性が小さいため、地山反力による自動平衡作用によって軸力状態に移行する特性を持つことを教えるものである。

(c) 鋼アーチ支保工の変形は、曲げモーメントの場合と同様に拱頂継手構造の影響を微妙に受けるとともに、地山反力が発生しない構造では荷重パターンの変化に大きく影響される。したがって、変形も荷重、構造条件によって変化が大きく、安定でない。

(d) しかし、変形を拘束すると、拘束された点には受働荷重が効果的に発生し、アーチとしてのバランスが容易に得られる。発生する受働荷重は支承条件、構造条件が変わっても極めて安定した値が得られ、また、部分的に受働荷重の発生を妨げる部分（ブロックの不完全など）があっても、近接する点はこれを補完するように働く。

(e) また、受働荷重の発生は、木製クサビ程度の固さ以上であれば、ほぼ様な値が得られる。

(2) 鋼アーチ支保工の強度と破壊の形態

(a) 鋼アーチ支保工の強度は、荷重パターンが変化しても受働荷重の発生によって、軸力が安定を支配する荷重パターンとなり、曲げモーメントは最終的な耐荷力に与える影響は少ない。

(b) このようなことから、鋼アーチ支保工の耐荷力は、荷重が色々と変化しても一つの極限荷重であるPW荷重の強度に対し、耐荷力は80%程度が得られる。

(c) 鋼アーチ支保工の破壊は、H鋼フランジの波打ちあるいはパイプの提燈座屈のような部材の局部座屈によって起きる場合と、支保工の全体的あるいは部分的なメンバーの座屈（部分座屈）によって起きる場合とがある。部分座屈が起きる場合は、載荷点を3～4点含む長さで起きることが多い。

(d) 局部座屈が起きる場合の耐荷強度と、メンバーとしての座屈が起きる耐荷強度とは大きな差がみられない。

(e) 鋼アーチ支保工の強度の評価は、部材の局部座屈強度を目安とすることができると考えられるが、

偏心距離など種々の明確にできない要因に支配されるので、実用的には図-4.31に示す通り、実験の結果から、単位長さあたりの鋼重と関連づけて行うことができる。作用荷重を明確にできないトンネルの支保工の場合には、実用的見地から強度の推定法として許容できると思われる。

(3) 鋼アーチ支保工の細部構造の影響

(a) 鋼アーチ支保工の拱頂部の線形および継手構造は、強度に微妙な影響を与える。最も大きな強度が得られる構造はM-V型、すなわち、拱頂部の線形に直線がなく、拱頂継手上部に間隙を有するものである。

(b) 拱頂部に直線部を有する線形の場合は、拱頂部の下部フランジの座屈によって破壊が起こることが多い。したがって、直線の線形はさけるべきであるが、強度の低下割合はそう大きいものではない。

(c) したがって、鋼アーチ支保工の設計にあたっては、直線部をできるだけさけるとともに、直線部を有する拱頂部のような折れ曲った軸線とならないように留意する必要がある。

(4) 鋼アーチ支保工の変形性能

鋼アーチ支保工の破壊時の変形は、40～70mm程度で比較的少ないものであり、適用にあたってはこの点を考慮しなければならない。予想される地山の変位量が40mm程度を超える場合は、可縮性でない鋼アーチ支保工の採用はさける必要がある。

参 考 文 献

- 1) 坂 本 貞 雄 “トンネル鋼アーチ支保工の設計施工について” 第1回トンネル工学シンポジウム 土木学会 昭和37年6月
- 2) 今 田 徹、大 内 英吉郎 “トンネル支保工載荷実験” 土木技術資料9-7 昭和42年7月
- 3) 今 田 徹 “鋼アーチ支保工の力学的特性” 土木技術資料11-9 昭和44年9月
- 4) 今 田 徹 “トンネル土圧測定方法の問題点” 第23回建設省技術研究会報告 昭和44年
- 5) Proctor, R. V. and White, T., “Rock Tunneling with Steel Support” Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, 1946

第5章 コンクリート覆工

トンネルにおけるコンクリート覆工はトンネルの内空を保持するための最終的な構造体であって、支保工が仮設物的意味で使用されるのに対し、覆工はトンネル構築の目的物である。したがって、覆工の強度など力学的な特性を十分に把握しておくことは、トンネルの安全性の確保や経済的、合理的な設計を行ううえで極めて重要なことである。しかしながらコンクリート覆工の設計はレンガ巻き覆工が用いられていた時代からの実績や経験に基づいて実施されているのが実情であって、覆工がどの程度の安全率を確保した設計になっているか等の判断を行うことはできない。これは、鋼アーチ支保工の場合と同様に作用する荷重の把握の困難さと地山を含めた構造系として考えなければならない構造物としての複雑さが原因していることはいうまでもないことである。この問題は最も根本的な問題であって、覆工に作用する荷重とそれを受ける覆工の構造物としての応答というような捉え方をすること自体に問題があるのかもしれない。しかしながら、実用的な意味では覆工を地山と分離して取扱い、覆工の力学的挙動を理解しておくことは、現状を一步進めたより合理的な設計を行ううえで役立つことである。覆工は鋼アーチ支保工にくらべて、性格のあいまいな継手等がなく、比較的単純であるから、鋼アーチ支保工より力学的解析にはなじむが、ここでは覆工の特性を把握するために、覆工アーチとしての不静定構造物の弾性的挙動ばかりでなく、クラック発生後の非弾性的挙動を含め、最終的な破壊に至る経過を力学的見地から知ることが重要である。すなわち、覆工は通常無筋コンクリートであるため比較的小さな曲げモーメントでクラックが発生する可能性が大きく、クラックが発生すると構造形式が安定系から不安定系に向って変化するが、周辺地山に支持されることによって覆工は安定に保たれ、力学的には覆工としての機能を保持することができるからである。したがって、このような経過を追跡することは、覆工の力学的な特徴を知り、合理的な覆工構造を知るうえに重要であり、大型の模型実験によって挙動と耐荷力の調査を行った。

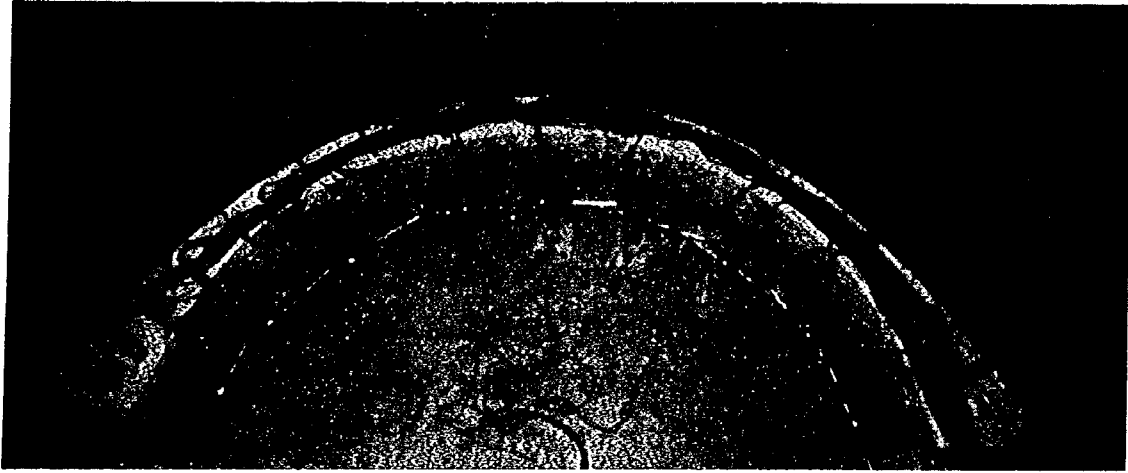
5.1 覆工コンクリート載荷実験

覆工コンクリートの載荷実験は第3章に述べた支保工載荷実験装置を用いて実施した。覆工の載荷実験も鋼アーチ支保工の場合と同様実物大の大きさの供試体で行うのが望ましいが、実物大実験により破壊荷重を求めるには極めて大きな載荷設備を必要とし、既設の設備では不可能であったので縮尺を約 $1/2$ とした模型実験とした。支保工載荷実験装置内に支承ブロックを含め覆工模型を実物の形状に合わせて打設し、覆工に作用する荷重はジャッキで、反力は支承ブロックで受けるようにした。写真-5.1は覆工の載荷実験の様子を示す。実験に当っては、鋼アーチ支保工の実験の対象とした図-4.1のトンネル断面を基本とし、これに対応する模型を作成した。

(1) 実験項目

既述のように実験は覆工コンクリートの力学的な機構を明らかにすることを目的とするものであり、具体的な項目として次のものをとり上げた。

(a) 無筋コンクリート覆工の強度



写真－5.1 覆工模型載荷実験状況

- (b) 鋼アーチ支保工と覆工との協同作用
- (c) 2重巻き覆工の強度
- (d) ブロック覆工の強度
- (e) 拱頂部の断面が不足している覆工の強度
- (f) 覆工における鉄筋の効果

(a)は最も基本となるテーマであり、無筋であるコンクリート覆工の強度が荷重状態および覆工厚さによってどのように変化するかを調べ、覆工の耐荷機構を明らかにするための項目である。覆工の厚さは20～40cm（実物換算で40～80cm）まで変化させた。

(b)は鋼アーチ支保工を用いて施工する場合、鋼アーチ支保工は覆工の中に埋込まれることになるので、この鋼アーチ支保工の強度をどのように評価すべきかという問題に対するものである。覆工における鋼アーチ支保工の強度の評価の考え方には、鉄筋コンクリートと考えようとするもの、それぞれに期待される強度の和として考えようとするものおよび覆工の設計では鋼アーチ支保工の強度は無視すべきであるとする考え方が一般にあるが、定説がなく考究が必要である。

(c)は覆工を1次覆工と2次覆工の2回に分けて打設した場合、覆工全体の強度がどのようになるかを明らかにするためのものである。例えば、荷重が大きく、鋼アーチ支保工のみでは対処できない場合に仮覆工として1次覆工を施工することは日常的に行われることであるが、この場合必要な強度を確保するために、2次覆工をどのようにすべきか、また、細かいことであるが、實際上悩む問題として、1次覆工と2次覆工の間の剪断力を得ようとして行うチップングの問題などの解明に資するものである。

(d)で取上げるブロックライニングは、可撓性の大きな覆工としてとり上げたもので、ブロックライニングには現在種々の問題があり、実用にまで至っていない。覆工の強度に可撓性の大小がどのような影響を持つかを調べることを目的としたものである。

(e)は、コンクリートの打設上の問題から拱頂部の覆工厚が不足することが通常起きるが、この影響

を検討するために行ったものである。

(f)は偏圧を受けて曲げが作用すると考えられる場合、覆工を鉄筋コンクリートとすることがあるが、軸力が支配的な要素である覆工コンクリートにおいて、強度増加やひび割れの分散などの面でどのような効果を持つかを調べるために行ったものである。

(2) 供試体

上記のような目的に対して図-5.1～図-5.6 に示す供試体を用いて実験を行った。覆工の内空半径は約2.7 mで中心から40°のところから踏ん張りのため増厚されている形状のものが覆工模型の基本的な形状である。内径が若干違うのは覆工厚さの違いに基づくものであり、覆工の軸線の半径が同じになるようにしたためである。

覆工の高さ(トンネル軸方向の長さ)は反力枠の寸法から1.0 mとし、トンネル覆工を輪切りにして水平に置き実験するような形態とした。

無筋コンクリートの覆工はP型覆工と呼び、図-5.1のように覆工厚を指標とし、厚さ20 cm、30 cm、40 cm(実物で40、60、80 cm)の3種類を実験に供した。

図-5.2は鋼アーチ支保工を埋込んだ供試体で、S型覆工と呼び、H-100支保工(実物H-200相当)を50 cm離して2本入れ、覆工厚20 cmと30 cmの場合の2種類について実験した。

図-5.3は無筋コンクリートのブロック状の覆工で、B型覆工と呼び可撓性の大きな覆工の挙動を調べるために用いた。この覆工はコンクリートを打設する際凸状の鉄板を仕切りとしてブロック状にしたもので、ブロック間には凹凸がありかみ合わさっている。

図-5.4は2重コンクリート覆工で、D型覆工と呼び、コンクリートの打設を2回に分け、それぞれ独立に行った場合の強度を調べるためのものである。覆工厚20 cm(10 cm+10 cm)、覆工厚30 cm(10 cm+20 cmおよび20 cm+10 cm)のものについて実験した。実際の場合は1次覆工に荷重が作用している状態で、内側に2次覆工を打設し、荷重を支持するようにするが、実験の都合上、1次、2次の両覆工ともに無荷重の状態から同時に載荷するようにした。なお、1次、2次覆工の間の付着条件については単にコンクリートを打ち放しただけで特別の処理はしていない条件とした。

図-5.5は拱頂部に生じる覆工コンクリートの巻厚不足の影響を調べることを目的としたT型覆工で、覆工厚20 cmで拱頂部が5 cm水平に欠落しているものおよび覆工厚30 cmで10 cm欠落しているものの2種類について実験した。

図-5.6は鉄筋コンクリート覆工でSR型と呼び、鉄筋の間隔が10 cmと15 cmの場合の2種類について実験した。覆工厚はいずれも20 cmで、鉄筋径は10 mm、かぶり5 cmである。内側のみに鉄筋が入れてある。

表-5.1 覆工供試体のコンクリートの配合

粗骨材最大寸法	スランプ	空気量	単位セメント量	水セメント比	細骨材率	単位細骨材量	単位粗骨材量
25mm	12±2cm	4±1%	300kg	57%	43%	786kg	1081kg

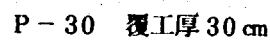
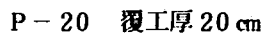
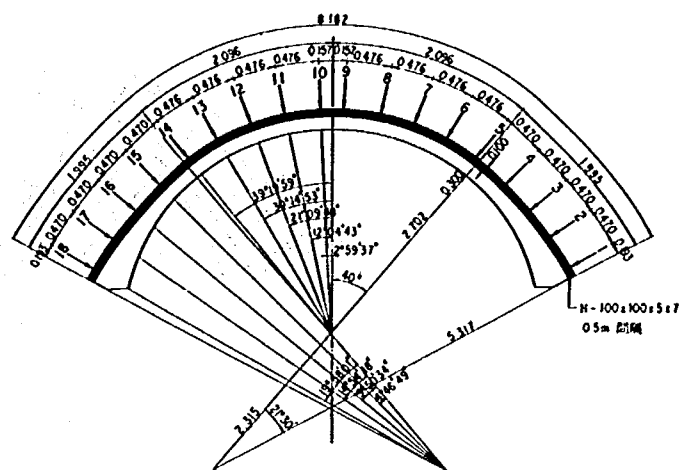


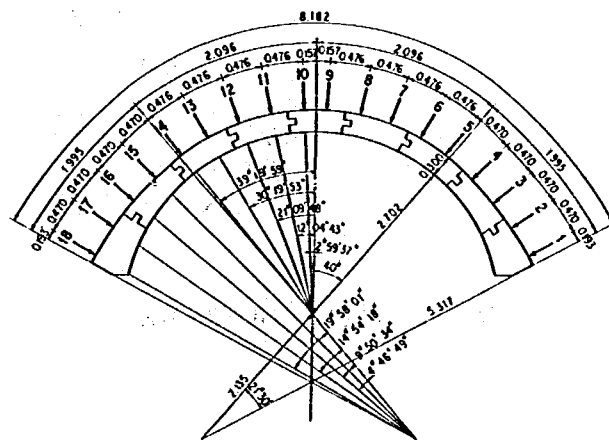
図-5.1 無筋コンクリート覆工供試体

ALSO: UNCLASSIFIED 12-28

-112-

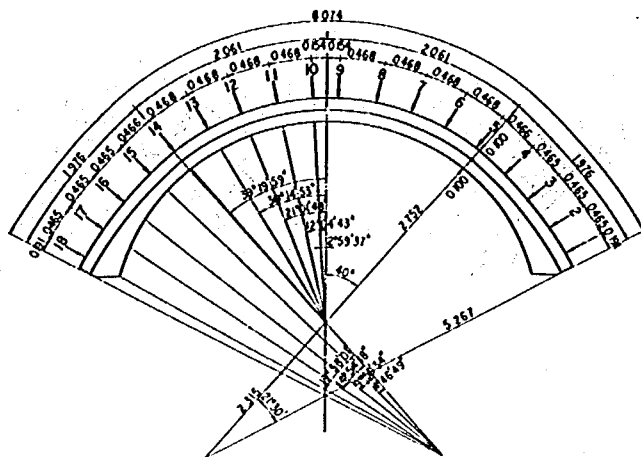


S-20 覆工厚 20 cm 支保工 H-10 cm

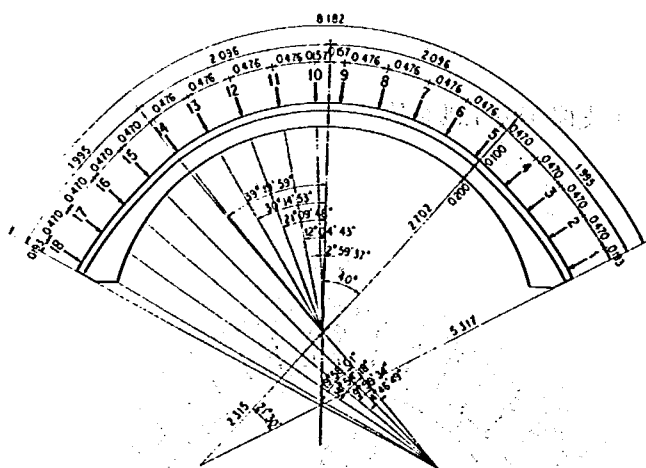
[illegible]

B-30 覆工厚 30 cm ブロック

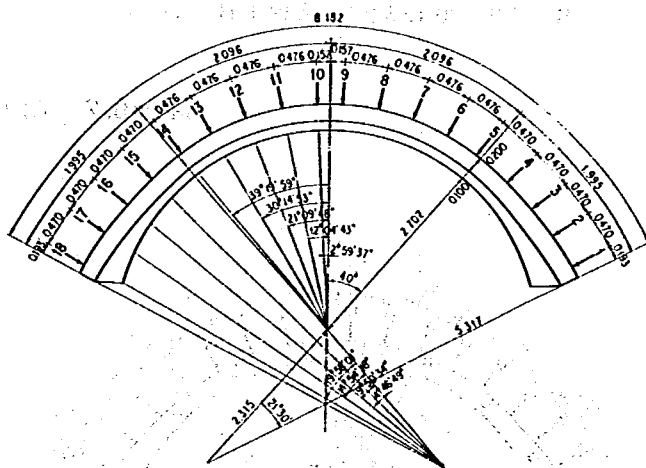
-113-



D-11 覆工厚(10+10)cm

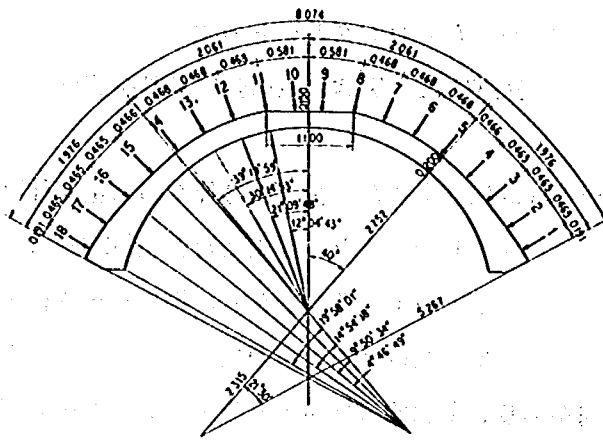


D-12 覆工厚(10+20)cm

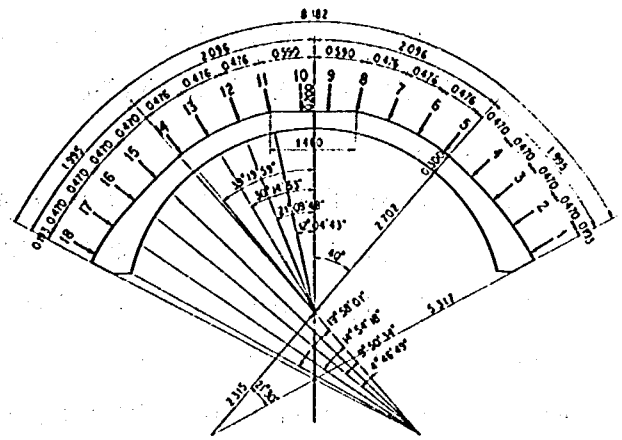


D-21 覆工厚(20+10)cm

圖-5.4 2重覆工供試体

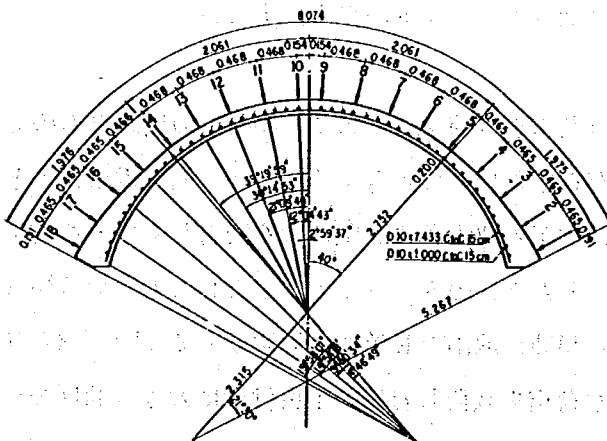


T-20 覆工厚 20 cm (クラウン部厚 15 cm)

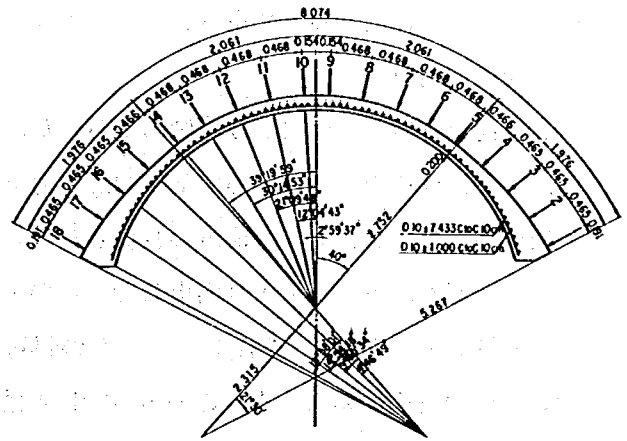


T-30 覆工厚 30 cm (クラウン部厚 20 cm)

図-5.5 拱頂部欠落供試体



SR-20(B) 覆工厚 20 cm 鉄筋間隔 15 cm



SR-20(A) 覆工厚 20 cm 鉄筋間隔 10 cm

図-5.6 鉄筋コンクリート覆工供試体

供試体に用いたコンクリートの配合は表-5.1に示す通りで、実験時の圧縮強度がおおむね 160 kg/cm^2 程度となるよう、コンクリート打設後約2週間で実験を行った。コンクリートの強度はコンクリート打設時に供試体を採るとともに、増厚部から実験後コアを採取して、実験直後に強度試験を実施した。

(3) 載 荷 重

実験に用いる荷重をどのようにするかは非常に重要な問題であるが、覆工には種々の荷重が作用しているものと考えられ、代表すべき荷重を選ぶことはむずかしい。また、覆工に対する荷重の測定例も限られており、判断の基礎とすべき資料もほとんどないのが実情である。しかし、鋼アーチ支保工の実験で明らかとしたように、アーチ構造を持つトンネルの構造物は受働荷重の発生によって、たとえ偏荷重が作用する場合でも荷重が均等化に向う傾向があり、主働的に作用する荷重パターンの影響を受けにくい構造物であるという特性を持っている。したがって、この実験では、実験の容易さをも考慮して、一様荷重 (UNIF)、PW荷重および矩形偏荷重 (UNIF-PSV) の3種類の荷重を載荷した。

(a) 一様荷重 (UNIF)

この荷重はすべてのジャッキに同じ値の荷重を与えるもので、静水圧荷重に相当する。覆工の形状は脚部が外側に増厚された円形であるため、若干異なるが、この荷重の場合最も大きな耐荷力が期待できるものとして、選択した。実際の場合、土かぶりの深い軟弱地質のトンネルあるいは膨張性地山の一部などで作用すると想定される。この荷重では曲げモーメントの発生は少ない。

(b) 矩形偏荷重

この荷重は覆工の中央より片側の半分にだけ一様荷重を載荷するもので、偏荷重の極端なものである。実際にはこのような極めて条件の悪い荷重は存在しないものと考えられるが、偏荷重の代表として用いることとした。一様荷重の載荷されない側は覆工と地山との間隙はなく密着していることを想定して変形をジャッキにより拘束した。このようにしたときのジャッキのバネとしての変形特性は $5 \times 10^4 \text{ kg/cm}$ 程度で、これをジャッキの間隔から単純に地山のK値に換算すると 2.3 kg/cm^2 となり、軟岩程度の地山に相当する。この荷重では主働的な荷重を載荷した側の中央付近に大きな曲げモーメントが作用することになり、曲げモーメントが大きいときの挙動が得られる。

(c) PW荷重

この荷重は鋼アーチ支保工の際に標準として用いた荷重で、覆工の場合は表-5.2の通りである。

表-5.2 覆工載荷実験のPW荷重

載荷点番号	ゆるみ高さ 1 m に対応する荷重
1, 18	1.4 2
2, 17	1.8 1
3, 16	1.8 1
4, 15	1.8 2
5, 14	2.7 1
6, 13	3.2 2
7, 12	3.2 2
8, 11	3.2 2
9, 10	2.1 4

(4) 載荷方法

覆工の載荷実験では、分布荷重で実験を行うのが望ましいが、実験設備の関係で分布荷重とすることができないので、図-5.1~図-5.6の供試体に示すように約47cmの間隔で18点の載荷点を設けた。各載荷点には図-5.7に示

すように 50 cm の間隔で上下 2 段にジャッキを配置した。載荷点を 18 としたのはできるだけ分布荷重に近くなるよう密に配置するためと、実験装置の都合を考慮して定めたものである。上下の載荷ジャッキは載荷ビームで連結し、これを介して覆工に荷重が作用するようにした。覆工の模型は図-5.7 に示すように鋼球の上に乗るようになっており、反力枠の台と覆工との間に摩擦力が働かないようになっている。

荷重は各ジャッキに対し 2 t 程度のピッチで段階的に加えた。荷重を上げるにあたっては一斉載荷弁により一斉に荷重が上がるようにするなど、載荷方法、荷重設定方法は鋼アーチ支保工の場合と同じである。ただし、覆工の場合は荷重が一様荷重の系統の荷重を主として用いたので、この場合は分岐パネルによって油圧を分配し、一系統の油圧回路のみを使用するようにしたので、各ジャッキの油圧の一様性は高く保たれている。

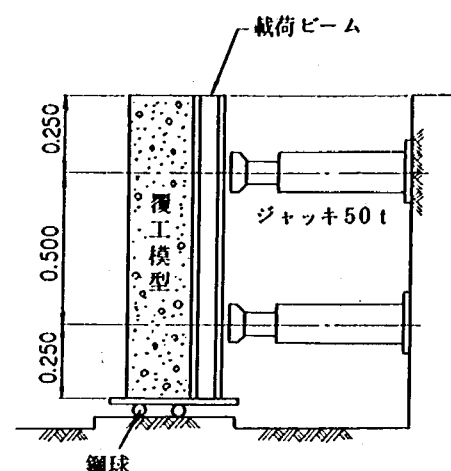


図-5.7 載荷方法

(5) 計測項目

計測は各項目について各載荷段階ごとに行った。

(a) 歪

ワイヤーストレンゲージを使用し、デジタル多点歪計により測定した。ゲージはコンクリートの歪に対してはゲージ長 5 cm のポリエステルゲージを、鋼支保工にはゲージ長 5 mm のものを用いた。測定位置は図-5.8 に示すように載荷点の中間の歪を主として測定した。

(b) 変形

載荷点における半径方向の変位をダイヤルゲージで測定した。

(c) 荷重

鋼アーチ支保工の実験の場合と同様圧力計により測定した。

(d) クラックの発生状況

クラックの発生状況は目視により観察記録するとともに、写真でも記録した。主としてクラックの発生位置およびその伸長に注目した。

(6) 実験結果

実験結果の総括を表-5.3 に示す。破壊荷重はある載荷段階から次の載荷段階に上げる場合に破壊したときは、安定が保たれた最後の荷重で示してある。2 ton/ジャッキ程度のピッチで載荷したので、破壊荷重には 2 t/ジャッキ程度の誤差が含まれる。破壊は曲げが大きい矩形偏荷重の場合でも写真-5.2 に示すような剪断破壊により、激しく破壊している。覆工供試体のコンクリート強度は表中の強度試験結果が示すように同じ覆工供試体において必ずしも一様な結果は得られていない。これは、強度試験用標準供試体の養生条件を覆工供試体と同じ条件にしたものの、覆工供試体の方はコアーによる試験であり、また供試体の大きさの違いなど試験条件や養生条件が異なることになってしまったため

1718-OU +90	1617-OU +86	1516-OU +82	1415-OU +77	1314-OU +68	1213-OU +62	1112-OU +56	1011-OU +51	910-OU +46	89-OU +41	78-OU +36	67-OU +30	56-OU +24	45-OU +15	34-OU +10	23-OU +6	12-OU +2	0.250
			1415-OM +76	1314-OM +67	1213-OM +61	1112-OM +55		910-OM +45		78-OM +35	67-OM +29	56-OM +23	45-OM +14				0.500
1718-OL +89	1617-OL +85	1516-OL +81	1415-OL +75	1314-OL +66	1213-OL +60	1112-OL +54	1011-OL +50	910-OL +44	89-OL +40	78-OL +34	67-OL +28	56-OL +22	45-OL +13	34-OL +9	23-OL +5	12-OL +1	0.250

覆 工 外 側

⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮
1718-IU +91	1617-IU +87	1516-IU +83	1415-IU +78+72+14-IU	1314-IU +69	1213-IU +63	1112-IU +57	1011-IU +52	910-IU +47	89-IU +42	78-IU +37	67-IU +31	56-IU +25+19+5-IU	45-IU +16	34-IU +11	23-IU +7	12-IU +3	
			1415-IM +79+73+14-IM	1314-IM +70	1213-IM +64	1112-IM +58		910-IM +48		78-IM +38	67-IM +32	56-IM +26+20+5-IM	45-IM +17				
1718-IL +92	1617-IL +88	1516-IL +84	1415-IL +80+74+14-IL	1314-IL +71	1213-IL +65	1112-IL +59	1011-IL +53	910-IL +49	89-IL +43	78-IL +39	67-IL +33	56-IL +27+21+5-IL	45-IL +18	34-IL +12	23-IL +8	12-IL +4	

覆 工 内 側

圖-5.8 歪計測位置

はないかと推測される。このような結果は、1つの覆工供試体内だけでなく、供試体相互にも差があり、結果的にはコンクリートの強度を一定に保つのは非常に困難であった。また、全体として標準供試体によるコンクリートの強度試験の結果から覆工供試体の強度を評価するのもむずかしいようである。このため試験結果の評価にあたっては、配合設計を同一にしたことから、作成した覆工供試体は、全体的には同一材料からなるものと考え、コンクリート強度による結果の補正は行っていない。実験する時期が遅れコンクリートの強度が著しく違う場合以外は、コンクリート強度と破壊荷重の関係が明瞭でなく、この実験においては、覆工材料としてのコンクリート強度のばらつきが、覆工供試体の破壊荷重に与える影響は小さいようである。表-5.3において破壊時の圧力強度は一様荷重、および一様偏荷重の各場合について載荷重をジャッキ間隔から圧力に換算したものである。また、破壊時の軸力はジャッキ荷重から軸力を概算した結果を示し、破壊時の軸力による平均応力は軸力の値を増厚していない部分の覆工の断面積で割った値である。

以下に、実験結果をもとにコンクリート覆工の特性について考察する。

5.2 コンクリート覆工の性質

(1) 破壊の形態およびクラックの発生状況

破壊に至るまでの状況は載荷する荷重、構造形式により異なるが、いずれの荷重、構造の場合も破壊の形態はほぼ同じような傾向を有し、最終的には、写真-5.2～5.9に示すように圧縮による剪断破壊により破壊が生じている。写真-5.2は矩形偏荷重による破壊、写真-5.3は一様荷重による破壊、写真-5.4はPW荷重による破壊を示し、写真-5.5は2重覆工の破壊、写真-5.6はブロック覆工の破壊、写真-5.7は鋼アーチ支保工の埋込まれた覆工の破壊、写真-5.8は鉄筋コンクリート覆工の破壊状況を示す。これらの写真の状況から明らかなように覆工の破壊は軸力による圧縮によって生じるものであると考えることができる。曲げモーメントが大きく生じる一様偏荷重のような場合にも、後に検討するように、受働荷重の発生によってバランスが保たれ、最終的には軸力による圧縮が破壊の支配要素となるためである。もちろん、曲げモーメントが生じた場合は、曲げによる引張りによりクラックが発生する。図-5.9は矩形偏荷重載荷時のクラックの発生状況の例を示すものであるが、曲げが生じる位置には荷重の低い段階でクラックが発生し、荷重が大きくなるに従って初めに生じたクラックの周辺に多数のクラックが生じるようになる。しかし、このクラックが最終的な破壊の直接的な原因とはなっておらず、クラックの生じ始める荷重は最終強度の1/10程度で極めて低い強度である。クラックの生じるのは覆工の可撓性が、クラックの発生なしに受働荷重が発動できるまで無いためであり、より可撓性のあるブロックライニングではクラックの発生は少なくなっている。覆工はクラックの発生によって新しい構造系となり、地山との協同作用のもとに新しい安定を保つようになる構造物であると考えることができる。実際のトンネルにおいても写真-5.10に示すような多数のクラックが発生するが、このようなクラックは覆工の力学的な安全上は問題となるものではなく、覆工の荷重支持機構を発動するための過程を示す現象であるとみなせるもので、覆工の残留強度を

表-5.3 覆工載荷実験結果総括表(1)

実験番号 項目	L-4701	L-4702	L-4703	L-4704	L-4705	L-4706
覆工の厚さ	20cm	20	20	30	30	30
覆工の種類	P-20 無筋コンクリート	P-20 無筋コンクリート	P-20 無筋コンクリート	P-30 無筋コンクリート	P-30 無筋コンクリート	P-30 無筋コンクリート
模型の縮尺	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
試験時のコンクリートの材令	54日	12	14	14	15	15
荷重の種類	一様荷重	矩形偏荷重	P & W荷重	一様荷重	矩形偏荷重	P & w荷重
破壊時の荷重	36t/ジャッキ	20t/ジャッキ	$H_p=9m$	40t/ジャッキ	32t/ジャッキ	$H_p=12m$
コンクリートの強度	圧縮曲げコアー	圧縮曲げコアー	圧縮曲げコアー	圧縮曲げコアー	圧縮曲げコアー	圧縮曲げコアー
kg/cm ²	294 271 161	169 178 184	175 217 164	143 190 152	171 242 175	245 177 130
	297 254 197	165 224 142	164 186 146	151 131 163	176 232 191	247 199 166
	274 284 328	178 211 147	169 189 139	143 197 144	169 274 130	235 188 150
	245 270 281	168 204 158	167 197 150	137 173 153	183 249 165	210 (19日) 149
	301 (65日) 179	180 (13日) (22日)	160 (14日) (20日)	132 (15日) (20日)	167 (16日) (20日)	217 (20日)
	282 (65日) (56日)	172 (12日)	167 (14日)	141 (15日)	173 (16日)	231 (17日)
破壊時の圧力強度	154 t/m ²	86	-	168	135	-
破壊荷重の換算地山高さ	57.0 m	31.7	36	62.4	49.8	48
破壊時の軸力	492 t	241	337	547	331	439
破壊時の軸力による平均応力	246 kg/cm ²	121	169	182	110	146
破壊点	載荷点No 7~10	1, 4	7	7	1, 4	11~13
実験状況の記述	36t/ジャッキまでクラックの発生は見られず、36tで大きな音とともに破壊し、破片は約3m飛散した。この供試体のコンクリートの圧縮強度は280kg/cm ² 程度あり、他の供試体より著しく高い。	2t/ジャッキのとき、ジャッキ点No14と15の間に縦方向のクラックが発生した。8tに至るまで、初めのクラックのまわりに新しいクラックが次々と発生したが、その後は破壊まで顕著な新しい縦方向のクラックは発生しなかった。	$H_p=5m$ のとき、ジャッキ点No13~6にかけて水平方向のクラックが発生した。以後は、このクラックの延長上に多少クラックが伸びる程度で、縦方向のクラックは破壊に至るまで発生しなかった。	40t/ジャッキの荷重で歪測定中に、突然破壊した。破壊は、No 7付近から始まり、No 7~No 2に至る模様の上半分が破壊した。	4t/ジャッキのとき、ジャッキNo14~15の間に縦方向のクラックが発生し、次に6tのときNo13~14間及びNo14付近に縦方向のクラックが発生した。18tで横方向のクラックが発生し、亀甲状のクラックとなった。	$H_p=9m$ で横方向のクラックが発生し、 $H_p=13m$ で荷重を計測する以前にNo10~11で破壊した。

L-4707	L-4708	L-4709	L-4710	L-4711	L-4712
20	40	40	20	20	20
P-20 無筋コンクリート	P-40 無筋コンクリート	P-40 無筋コンクリート	B-20 ブロック状覆工	B-20 ブロック状覆工	S-20 鋼アーチ支保工 H-100,0.5m間隔
1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
17	16	15	18	14	16
一様荷重	一様荷重 矩形偏荷重	矩形偏荷重	一様荷重	矩形偏荷重	矩形偏荷重
28t/ジャッキ	50t/ジャッキで破壊せず 46t/ジャッキ	44t/ジャッキ	28t/ジャッキ	24t/ジャッキ	26t/ジャッキ
圧縮曲げコア-	圧縮曲げコア-	圧縮曲げコア-	圧縮曲げコア-	圧縮曲げコア-	圧縮曲げコア-
199 25 201	172 174	221 172 162	170 192 184	193 160 203	176 726 174
194 26 256	186 180	215 170 199	189 209 229	196 158 196	176 784 150
172 26 189	179 214	211 181 187	192 214 191	178 117 202	182 135 174
187 (21日) 215	(21日) 189	214 174 183	197 205 202	190 145 200	178 954 166
188 (22日)	(49日)	245 (18日) (25日)	200 (28日) (27日)	188 (15日) (20日)	183 (15日) (29日)
188		221	200	189	179
(21日)		(17日)	(27日)	(15日)	(15日)
120	207以上 190	182	120	103	111
44.3	76.5以上 70.4	67.3	44.3	40.0	41.2
38.3	- 431	42.6	38.3	26.9	28.4
19.1	- 108	10.7	19.1	13.5	14.2
6	- 12~14	8	11	14~15	14
8t/ジャッキにおいて水平方向のクラックがジャッキNo5~12にわたって発生したが、縦方向のクラックは破壊に至るまで発生しなかった。破壊は、荷重を28tから30tに上げる段階でNo6~7の間で発生した。	一様荷重で破壊する予定で50t/ジャッキまで載荷したが破壊しなかった。そこで、荷重をぬき改めて矩形偏荷重で破壊させることにした。偏荷重では、8t/ジャッキの荷重で縦方向にクラックが発生した。	6t/ジャッキのとき、ジャッキNo13~14の間に2本の縦方向のクラックが発生した。 破壊は46tの荷重において歪を測定中に発生した。	18t/ジャッキのとき、ジャッキNo10~12にかけて中央部に横方向のクラックが入った。 破壊は、28t/ジャッキで測定を終わり、ダイヤルゲージを取外して写真を撮る段階で発生した。	仕切板のない場合に発生する縦方向のクラックは見られず、12t/ジャッキでジャッキNo10~14にかけて、水平方向のクラックが発生した。仕切板を入れることによって、クラックの発生量が減少する。	4t/ジャッキのとき、No15ジャッキ点の両側に縦方向のクラックが発生した。12t/ジャッキのとき、No12~14にかけて中央部に横方向のクラックが発生した。クラックの発生量は、支保工のないものに比べると少ない。

表-5.3 覆工載荷実験結果総括表(2)

項目	実験番号	L-4801	L-4802	L-4803
覆工の厚さ		20cm	20	30
覆工の種類		S-20 鋼アーチ支保工, H=100, 0.5m間隔	S-20 鋼アーチ支保工, H=100, 0.5m間隔	S-30 鋼アーチ支保工, H=100, 0.5m間隔
模型の縮尺		1/2	1/2	1/2
試験時のコンクリートの材合		14日	14	15
荷重の種類		一様荷重	一様荷重	矩形偏荷重
破壊時の荷重		20t/ジャッキ	32t/ジャッキ	46t/ジャッキ
コンクリートの強度	圧縮曲げ kg/cm ²	コア (供試体) (ブロック) 192 21.2 133 117 185 17.3 181 137 188 15.1 179 179 195 17.9 164 144 186 (16日) (22日) (22日) 189 (16日)	コア (供試体) (ブロック) 168 23.0 123 88 168 24.1 178 100 165 20.4 167 82 184 22.5 156 90 178 (18日) (19日) (19日) 173 (18日)	コア (供試体) (ブロック) 188 21.7 263 140 181 23.0 192 152 170 23.1 244 172 182 22.6 233 155 170 (17日) (22日) (22日) 178 (17日)
破壊時の圧力強度		86t/m ²	137	193
破壊荷重の換算地山高さ		31.7m	50.7	71.6
破壊時の概略軸力		272t	435	430
破壊時の軸力による平均応力		136kg/cm ²	218	143
破壊点		載荷点No11~12	8~10	8~9
実験状況の記述		支保工にはったゲージから引き出したコードがコンクリート打設中、埋め込みそうになったのでパイプレーター使用を止めて、木でついで締め固める。その結果、覆工内側表面に豆板ができ、上からモルタルで手なおしする(載荷点No12の下部)22t/ジャッキに荷重をセットしてダイヤルゲージ測定中に変な音がし、ダイヤルゲージが少しづつではあるが動いている。荷重が変動していないことを確かめていると、載荷点No12のコンクリート(手なおしモルタル)がガサッと落ち、横方向に(No4~16)にクラックが走る。ポンプを止め、写真を撮り、破壊。	24t/ジャッキのとき、ジャッキNo8~12の間に横方向のクラック発生。28t/ジャッキのとき、ジャッキNo13の外側の天端にクラック発生。34t/ジャッキに荷重セット中、ものすごい音とともに一瞬にして破壊。ジャッキNo8~9の上部10~15cm位が前方へ吹っ飛んだ。	4t/ジャッキでジャッキNo12付近に縦方向に天端から下側に向って3/4位発生。6t/ジャッキのときは天端に4ヶ所、長さ4~7cm位のクラック発生。荷重が増加するごとにジャッキNo12~14の表面にクラック発生。44t/ジャッキのとき、ジャッキ12~13間に縦方向に圧縮によるクラック発生。46t/ジャッキのときはジャッキがきしむ音が、47t/ジャッキのときNo9~11の上から1/3位の所に横方向にクラックが走る。48t/ジャッキのときに、ジャッキNo8~9の間でコンクリートがポロポロ落ち出し、そのまま前に押し出し破壊。

L-4804	L-4805	L-4806
(10+10)	(10+20)	(20+10)
D-20 二重覆工	D-30 二重覆工	D-30 二重覆工
1/2	1/2	1/2
14	14	14
矩形偏荷重	矩形偏荷重	矩形偏荷重
28t/ジャッキ	32t/ジャッキ	40t/ジャッキ
正 (覆工内) 縮 (覆工外) 曲 (覆工内) コア (覆工内) 222 168 20.6 163	正 (覆工内) 縮 (覆工外) 曲 (覆工内) コア (覆工内) 263 250 23.2 193	正 (覆工内) 縮 (覆工外) 曲 (覆工内) コア (覆工内) 234 190 26.5 141
226 170 19.8 179	255 252 25.9 199	257 219 18.7 92
249 167 21.9 153	251 249 21.4 241	229 190 23.0 139
221 166 20.8 165	258 254 23.5 211	250 200 22.7 140
237 154 (15日) (23日)	264 251 (18日) (18日)	263 (22日) (16日) (17日)
231 165 (覆工外) (覆工外)	258 251 (覆工外) (覆工外)	247 (覆工外) (覆工外)
(19日) (17日) 17.6 119	(17日) (20日) 15.5 147	(16日) 22.2 111
15.6 93	18.2 130	18.3 101
20.2 102	18.8 151	20.9 122
17.8 105	17.5 143	20.5 111
(17日) (25日)	(21日) (21日)	(22日) (23日)
120	135	168
44.3	49.8	62.3
310	345	410
155	115	137
13~14	15~16	12~13
4t/ジャッキでジャッキNo11~14間に細いクラックが縦方向に20ヶ所発生。荷重が増すごとにクラック幅とクラックが広がり、8t/ジャッキで一次と二次覆工との境界にジャッキNo8~15の間にクラックが走る。26t/ジャッキでNo13~12の間~No15の上から3/8位の所に、横方向のクラック発生。28t/ジャッキで荷重セツトし、測定終了後ジャッキNo13~14のジャッキ側が上に盛り上がり、ものすごい音とともに内側(10cm)が15m位前に飛び散った破壊断面は内側がスッポリはげだみたになっている。	一次と二次の打ち継ぎ目にクラックがはいっている。6t/ジャッキのとき、ジャッキNo13~14間に縦方向に上から下まで通してクラック発生。14t/ジャッキでNo7に16t/ジャッキでNo4の天端にクラック発生。30t/ジャッキでパーンという音で載荷を止めて観察すると、ジャッキNo18の内側に圧縮によるクラックが走っている。32t/ジャッキで、ジャッキNo15~17の真中に横方向クラック発生。ジャッキNo15、16間~18間の内側覆工が、のりではげだみたに飛び出す。破壊面はジャッキNo15~16間、圧縮によるせん断破壊と思われる。	4t/ジャッキのときに、ジャッキNo13~14間の真中に長さ10cm位の縦方向クラック発生。天端にも3ヶ所に発生。荷重が増すごとにジャッキNo13を中心にクラックが少しづつ発生。20t/ジャッキのときは、ジャッキNo13左側の主クラックの幅が大きくなって行く傾向。36t/ジャッキで音がして、ジャッキNo17~18間の天端に20cm位のクラック発生。同時に、覆工裏側に上から下まで通してクラック発生。同じく、ジャッキNo10~14間に、下から1/3位の所に横方向クラック発生。40t/ジャッキ荷重をセツトし、観察しているとジャッキNo13の裏側にクラック発生。ゆっくりと下を固定され、頭をおされる形ではり出し、ものすごい音とともに破壊。内側が1m平方位に、のりがはげだみたに飛び出す。コンクリートの破片が、4m位吹っ飛んでいた。

表-5.3 覆工 載荷 実験 結果 総括 表(3)

項 目	実験番号	L-4901	L-4902	L-4903
覆工の厚さ		20cm	20	30
覆工の種類		T-20 アーチ部空疎覆工	T-20 アーチ部空疎覆工	T-30 アーチ部空疎覆工
模型の縮尺		1/2	1/2	1/2
実験時の コンクリートの材令		14日	14	14
荷重の種類		一様荷重	一様荷重	一様荷重
破壊時の荷重		26t/ジャッキ	12	30
コンクリートの強度		圧縮 曲げ コア- (供試体)(ブロック)	圧縮 曲げ コア- (供試体)(ブロック)	圧縮 曲げ コア- (供試体)(ブロック)
kg/cm ²		250 260 238 205 197 273 247 208 227 256 217 257 249 263 234 223 242 (15日)(17日)(17日) 233 (15日)	140 207 146 158 139 204 88 156 143 203 121 150 134 205 134 155 137 (15日)(18日)(18日) 139 (15日)	198 197 150 92 200 236 128 118 212 240 149 118 176 224 142 109 198 (15日)(17日)(17日) 197 (15日)
破壊時の圧力強度		111t/m ²	51	126
破壊荷重の換算地山高さ		41.2m	19.0	46.7
破壊時の軸力		357t	146	388
破壊時の 軸力による平均応力		178kg/cm ²	73	129
破壊点		載荷点No9~10	10	9~11
実験状況の記述		12t/ジャッキNo9~10間に10cm位の縦のクラック発生。16tではNo9~10間に2本の縦のクラックが発生し、No10~11の真中に横のクラックが発生。24tでNo10~12とNo1~3で横方向のクラック発生。26tで測定を終了して、注意深く見ているときしきしきという音がして覆工裏側No9~10のコンクリートがポロポロくずれ出し、一瞬にしてものすごい音とともにコンクリート破片が3m飛ぶ。	クラウン部の空疎部分にはジャッキ(No9, 10)を入れない。5t/ジャッキでジャッキNo9~10間に縦方向のクラックが4本覆工裏側に発生。6tで覆工表側ジャッキNo4~5間に同じく縦方向のクラックが4本発生。10tでジャッキNo14の表に縦方向のクラック発生。12tでNo9~10間に、縦方向の圧縮によるクラック発生。ダイヤルゲージをはずし、14tを載荷するとすぐ、No9, 10付近のコンクリートがポロポロと落ちだし、そのまま押し出す。破壊断面はNo10。	クラウン部の空疎部分には、ジャッキ(No9, 10)をセットせず。14t/ジャッキで、ジャッキNo5覆工表に10cm位の縦のクラックが4ヶ所に発生し、ジャッキNo9~10間に覆工裏側縦のクラック発生。24tでNo14~16に横方向のクラック発生。26tでNo11~13に横方向のクラック発生。30tで測定を終了し、32t載荷して、すぐ、ものすごい音とともに一瞬にして破壊。1m×0.3mのコンクリートが覆工裏側に飛び出す。破壊断面No9~11。

L - 4 9 0 4	L - 4 9 0 5	L - 4 9 0 6	L - 4 9 0 7
3 0	3 0	3 0	3 0
T-30 アーチ部空疎覆工	B-30 ブロック状覆工	B-30 ブロック状覆工	S-30 鋼アーチ支保工H=100.05m間隔
1/2	1/2	1/2	1/2
1 4	1 4	1 4	1 4
矩形偏荷重	一 様 荷 重	矩形偏荷重	矩形偏荷重
3 0	3 6	4 0	4 4
圧縮 曲げ コアー (供試体)(ブロック)	圧縮 曲げ コアー (供試体)(ブロック)	圧縮 曲げ コアー (供試体)(ブロック)	圧縮 曲げ コアー (供試体)(ブロック)
185 233 144 147	198 263 119 89	186 242 169 196	166 253 96
167 241 144 155	188 214 120 138	190 241 189 212	161 240 146
173 223 125 148	199 217 111 111	198 243 153 145	157 274 123
192 232 138 150	171 231 117 125	186 242 168 184	167 256 135
178 (15日)(16日)(16日)	202 (15日)(16日)(16日)	184 (15日)(16日)(16日)	151
179	192	189	160
(15日)	(15日)	(15日)	
1 2 6	1 5 1	1 6 8	1 8 5
4 6.7	5 6.0	6 2.2	6 8.5
2 9 5	5 2 1	4 1 2	4 3 0
9 8	1 7 4	1 3 7	1 4 3
9~11	13~14	11~12	8~11
ククウン部の空疎部分には、 ジャッキ (No 9, 10) をセッ トせず。4 t / ジャッキでNo 14の表側に縦方向のクラック 発生。6 t ではNo 13に、10 t ではNo 12~13間に縦のクラッ ク発生。12 t で天端から下ま で2本のクラックがNo 8~9間 の覆工裏側に縦のクラック発 生。18 t で覆工表に横のクラ ックがNo 10~13にかけて発生 し、No 17~18間に裏に縦のク ラックが発生する。32 t かけ て、すぐにNo 9~10の下側の コンクリートが前にくずれ出 し、裏側ははがれたみたいに 破壊。	28 t / ジャッキで、ジャッキ No 5~6間~No 6~7, No 7 ~8間~No 8~9, No 8~9 ~No 10~11に横方向のクラッ ク発生。クラックは、仕切板 を境にして切れている。30 t, 32 t, 34 t と横方向のクラッ クが伸びる傾向にある。38 t かけて観察していると、ジャ ッキNo 11~12間の上部分のコ ンクリートがポロポロ落ち出 し、そのまま押し出して破壊。 クラックは、仕切板間におい て発生している。破壊断面は No 13~14である。	8 t / ジャッキで、No 12~13 の仕切板上にクラックが走る。 12 t でNo 11~12間に縦のクラ ック発生。14 t でNo 10~11の 仕切板上にクラック発生。16 t でNo 11~No 12~13に横のク ラック発生。以後、荷重の増 加とともにクラックが広がり、 亀甲状につながる。40 t でジ ャッキNo 12の覆工裏側に、圧 縮によるクラック発生。42 t でNo 8~9間(仕切板上)の コンクリートがポロポロ落ち 同時にNo 11~12の覆工裏側も 落ちる。すべり出すみたいに 押し出され破壊。	6 t / ジャッキで、載荷点No 12付近に6ヶ所位の縦のクラ ック発生。12 t / ジャッキで No 13付近に縦のクラック発生。 20 t ではNo 11に縦のクラック、 24 t ではNo 14付近に縦のクラ ック発生。荷重が増加するに 従って、縦のクラックの発生 位置がNo 12を中心に外側に変 化している。34 t では、No 9 ~12にかけて横方向のクラッ ク発生。44 t / ジャッキで観 察していると、左脚部の内側 がポロポロ落ち出し、載荷点 No 11の裏側のコンクリートも 落ち出してそのまま押し出し た。支保工があると破壊がや わらかく、ねばりがあるとい う感じである。破壊点はNo 8 ~11, 圧縮によるせん断破壊。

表-5.3 覆工載荷実験総括表(4)

(D10 ctc 15cm)

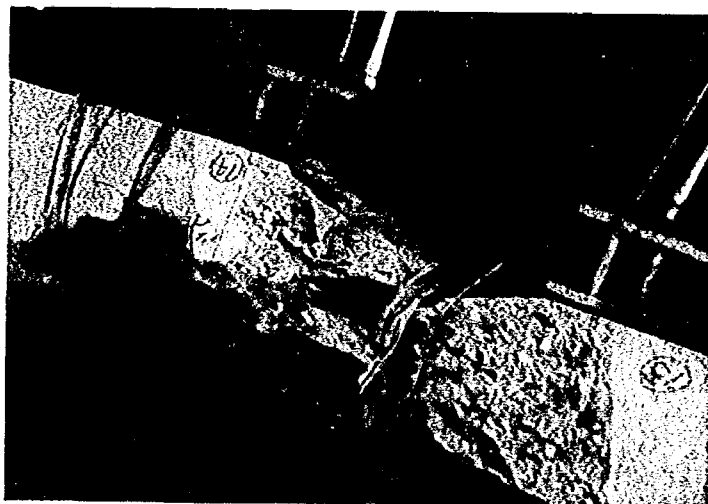
実験番号 項目	L-5009			L-5010			L-5011		
覆工の厚さ	30cm			20			20		
覆工の種類	S-30 鋼アーチ支保工, H=100.05m間隔			SR-20(A) 鉄筋D10 ctc 15cm			SR-20(B) 鉄筋D10 ctc 10cm		
模型の縮尺	1/2			1/2			1/2		
実験時のコンクリートの材令	14日			14			15		
荷重の種類	一様荷重		矩形偏荷重	矩 形 偏 荷 重			矩 形 偏 荷 重		
破壊時の荷重	52t/ジャッキ で破壊せず		46t/ジャッキ	26			26		
コンクリートの 強 度 kg/cm ²	圧 縮		曲 げ コア- (ブロック)	圧 縮		曲 げ コア- (ブロック)	圧 縮		曲 げ コア- (ブロック)
	182	23.7	159	169	23.6	133	199	23.3	161
	197	23.8	169	175	24.0	152	214	22.7	150
	202	24.2	145	180	26.2	135	199	23.4	154
	178	23.9	158	170	24.6	140	211	23.1	155
	190	(15日)	(16日)	163	(15日)	(16日)	223	(16日)	(16日)
	(15日)			171	(15日)		209	(16日)	
破壊時の 圧 力 強 度	218t/m ² 以上		193t/m ²	111			111		
破壊荷重 の換算地山高さ	80.9 m 以上		71.6 m	41.2			41.2		
破壊時の軸力	-		484 t	295			295		
破壊時の軸力 による平均応力	-		161kg/cm ²	147			147		
破壊点	-		載荷点No 7~9	12~13			12~13		
実験状況の記述	一様荷重で破壊する予定で52t/ジャッキまで載荷したが、破壊しなかった。そこで、荷重をぬき、改めて矩形偏荷重で破壊させることにした。 矩形偏荷重では、16t/ジャッキの荷重で縦方向にクラックが発生した。破壊点は、ジャッキNo 7~9であり圧縮によるせん断破壊と思われる。			8t/ジャッキのとき、10t/ジャッキのときジャッキNo 13付近に縦方向のクラックが発生した。16t/ジャッキのとき、ジャッキNo 10~12にかけて中央部に横方向のクラックが発生した。24t/ジャッキのとき、ジャッキNo 9付近に圧縮によるクラックが発生した。26t/ジャッキの荷重で測定終了後、大きな音とともに破壊し、破片は約3m飛散した。			6t/ジャッキのとき、ジャッキNo 12とNo 13に縦方向のクラックが発生した。8t/ジャッキで横方向のクラックが発生し、荷重が増加すると亀甲状のクラックとなった。 破壊は26t/ジャッキのとき、測定終了後一瞬にして発生した。破壊点はジャッキNo 12~13であり、横方向の鉄筋が折れ曲がり露出した。		

推測する手掛かりにすることができると思われる。覆工の力学的機能を発動するうえで問題としなければならないのは写真－5.11に示すような明らかに剪断によるクラックないし剥離が見られるようになったときで、このような状態は覆工の最終耐力に近いと推定されるから早い時期に対策が必要なものと考えなければならない。もちろん、曲げ引張りクラックといえどもクラックの発生は好ましいことではなく、クラックの伸長については十分な観察検討が必要である。しかし、荷重状態によってはある程度の発生は覆工の荷重支持機構からさけられないものであることに注意する必要がある。

一方、一様荷重やPW荷重のように曲げの発生が少ない荷重では、トンネル軸方向のクラックは発生せず、代りに荷重の高い段階で横断方向のクラックが発生した後、剪断クラックの若干の徴候がみられるに至り、急激に破壊する。横断方向にクラックが発生するのは、供試体上部の拘束がないための実験上の問題である。図－5.10に一様荷重を載荷したときのクラックの発生状況を示す。

(2) 無筋コンクリート覆工の耐荷力

無筋コンクリート覆工の厚さと耐荷力の関係を実験の結果からプロットすると図－5.11のようになる。図の破壊時の換算土荷重高さとは、破壊時の荷重強度を、地山の単位体積重量を 2.7 t/m^3 として地山の高さに換算したものである。実験は $1/2$ の縮尺で行われているので、図は実物に換算して表現してある。PW荷重と一様荷重との比較は荷重形状が異なるので、直接はできないため、軸力が支配要因となって破壊が起きることを考慮して、PW荷重を同じ軸力を与える一様荷重に換算したうえで換算土荷重高さを求め図示した。図から明らかなように覆工の破壊荷重は覆工の厚さとともに増大している。これは、覆工の荷重支持機構がアーチとして軸力で支持する機構となっていることを示すもので、断面積を増加させればこれに比例して支持力が大きくなるのは当然といえる。少なくとも、実験を行った厚さの範囲では、一般にいわゆるような覆工厚を増加させると破壊荷重の増加が減少するというような傾向は見られない。ただし、クラック発生する荷重は、覆工厚の変化に比して緩慢であり、その影響は小さい。



写真－5.2 矩形偏荷重による破壊状況 (P－20)



写真-5.3 一様荷重による破壊の状況 (P-20)



写真-5.4 PW荷重による破壊の状況



写真-5.6 ブロック覆工の破壊状況



写真-5.5

2重コンクリート覆工の破壊状況



写真-5.7

鋼アーチ支保工の埋込まれた覆工
の破壊状況

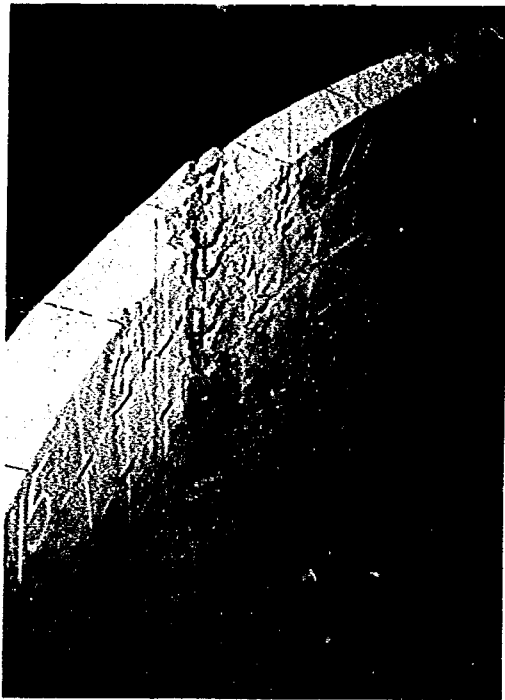


写真-5.8

鉄筋コンクリート覆工の破壊状況



写真-5.10 覆工の曲げ引張りクラック

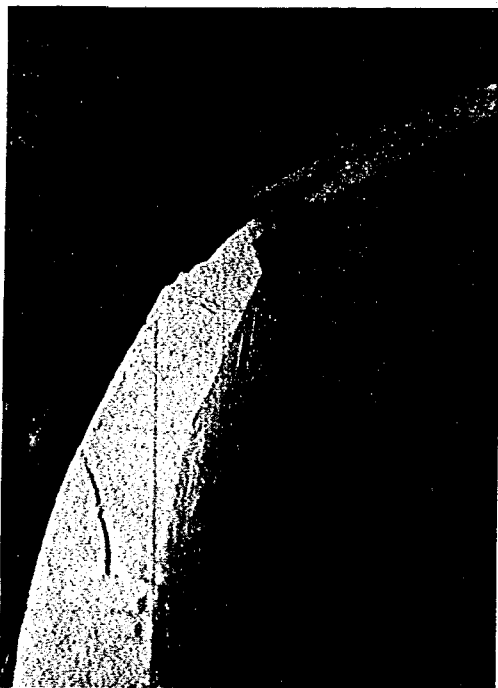


写真-5.9

拱頂部の厚さが不足している覆工
の破壊状況



写真-5.11 覆工の剪断による剥離

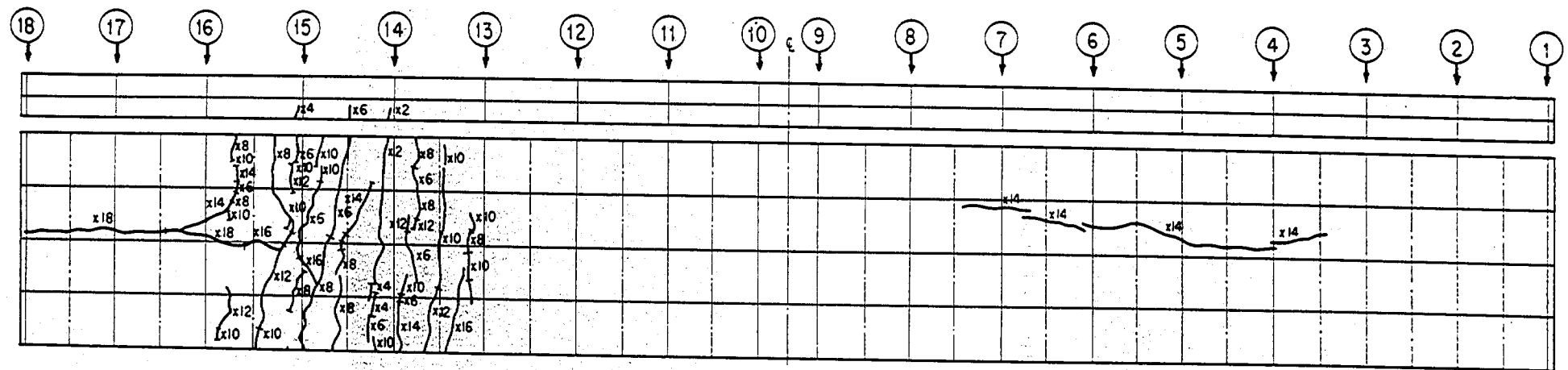


図-5.9 矩形偏荷重載荷試験におけるクラック発生状況 (P-20、L-4702)

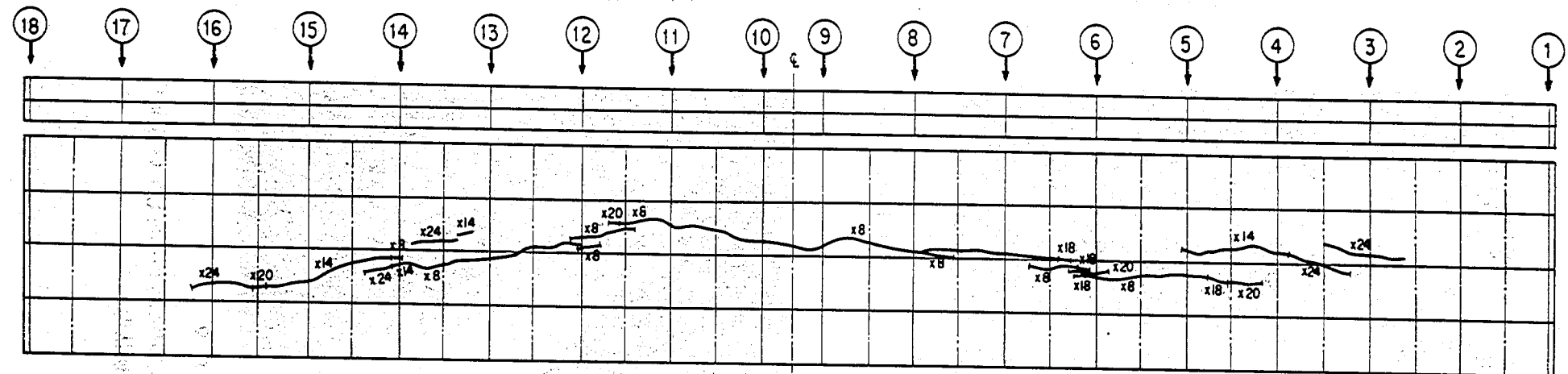


図-5.10 一様荷重載荷試験における内空側のクラックの発生状況 (P-20、L-4707)

矩形偏荷重と一様荷重に対する破壊荷重を比較すると、矩形偏荷重では前項で述べたように極めて小さい荷重でクラックが発生するにもかかわらず、その最終耐荷力は一様荷重の場合の80%程度以上の耐荷力が得られている。矩形偏荷重は曲げモーメントが大きく発生する荷重にもかかわらず、このようになるのは、曲げによってクラックが発生すると、受働荷重の側への変形が大きくなる結果、主働荷重に対するバランス上必要な受働荷重が発生しやすい状態となり、荷重を軸力により支持するような構造系に変化することを示しているものと考えることができるであろう。PW荷重の破壊強度は、直接の比較はできないものの一様荷重と矩形偏荷重の中間程度の値が得られているとみなして良いであろう。このように覆工の破壊荷重は荷重の種類が変わってもあまり変化しないと判断できる。

鋼アーチ支保工の耐荷力と覆工の耐荷力を比較すると、H-200支保工の耐荷力は7m程度であるから、覆工は大きな耐荷力を有し、トンネルの永久的な支持構造物として、耐荷力の点ではすぐれた機能を有していることがわかる。

(3) 鋼アーチ支保工が覆工の強度に与える影響

鋼アーチ支保工を覆工に埋め込んだ場合、鋼アーチ支保工が覆工の強度にどのような影響を与えるかについては種々の考え方があり、覆工の設計に際しての問題の一つとなっている。一般的には支保工の強度は特に考慮されておらず、支保工の量によって覆工厚を変えろという手法はとられていない。これは作用する荷重をとらえることが困難であるということが一つの理由であるが、鋼アーチ支保工による覆工の強度増加の程度が明確でないことも理由の一つである。

鋼アーチ支保工が埋め込まれた覆工の強度を普通の覆工の強度と比較すると表-5.4のようになる。実験に使用した鋼アーチ支保工はH-100であり、模型の縮尺は1/2であるからH-200の支保工を1m間隔で建込んだ覆工について実験を行ったことに相当する。

覆工の厚さが20cmの一様荷重の場合は、耐荷力が32t/ジャッキで普通の覆工に比べて14%

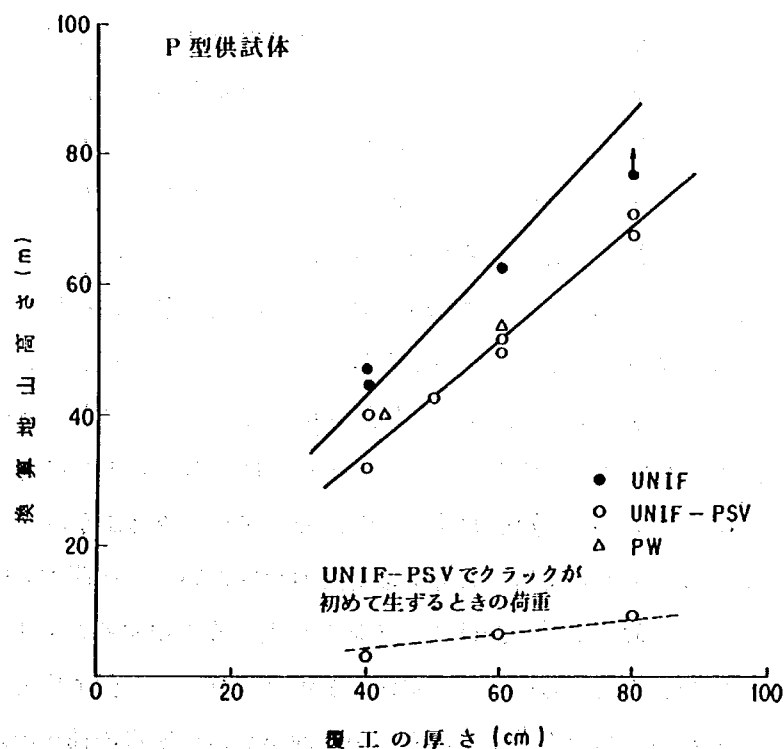


図-5.11 覆工厚と破壊荷重との関係

表-5.4 鋼アーチ支保工の入った覆工と普通覆工との比較

実験番号	覆工厚 (cm)	荷重の種類	破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊時の 換算土荷 重高さ(m)	破壊点	普通覆工と の強度の比	比較的すべき普通覆工				備考
							破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊時の 換算土荷 重高さ(m)	破壊点 No	実験番号	
L-4801	20	一様荷重	20	31.7	11~12	0.71	28	44.3	6	L-4707	コンクリートの 打設不完全
L-4802	20	"	32	50.7	8~10	1.14	28	44.3	6	L-4707	
L-5009	30	"	52以上	80.9	-	1.30以上	40	62.3	7	L-4704	
L-4712	20	矩形偏荷重	26	41.2	14	1.30	20	31.7	14	L-4702	
L-4803	30	"	46	71.6	8~9	1.44	32	49.8	14	L-4705	
L-4907	30	"	44	68.5	8~11	1.38	32	49.8	14	L-4705	
L-5009	30	"	46	71.6	7~9	1.44	32	49.8	14	L-4705	

注) 鋼アーチ支保工単体の強度は矩形偏荷重4.5t、一様荷重で5tである。

の増加にとどまっている。この強度増加は普通覆工の強度に支保工単独の強度を加えた程度のものである。一方、覆工厚30cmで一様荷重の場合は、実験装置の能力を超えて載荷しても破壊に至らせることができず、52t/ジャッキ以上の耐荷力が得られた。52tの荷重はたわみの状況から見てほぼ破壊荷重に近い値であるとみなすことができる。この値は普通覆工の強度に比べて30%大きく、鋼アーチ支保工の補強効果が覆工厚20cmの場合よりも大きく出ている。覆工厚が20cmの場合も30cmの場合も同じ量の支保工を使用したのであるから鋼アーチ支保工による補強効果は相対的に支保工量の多い覆工厚20cmの方が大きいであろうと推定されたが結果は逆であった。この理由については、この実験の範囲では明らかにすることはできなかったが、破壊時の状況から判断して覆工厚20cmでは、覆工厚が支保工に比べて相対的に薄く覆工コンクリートによる支保工の拘束が不十分で支保工、覆工とも独立して荷重を支持するような形になったのではないかと推定される。

覆工厚20cmの矩形偏荷重の場合の鋼アーチ支保工が埋め込まれた覆工の耐荷力は26t/ジャッキで普通覆工に比べて約30%耐荷力が大きい。一様荷重の場合に比べて耐荷力の増加の割合が大きいのは、偏荷重では曲げモーメントが大きく作用するため破壊断面(ジャッキNo14付近)における圧縮側、すなわち鋼アーチ支保工が埋込まれている側に応力が集中するので、相対的に補強効果が大きくなったものと考えられる。覆工厚30cmの矩形偏荷重の場合鋼アーチ支保工の入った覆工の耐荷力は44~46t/ジャッキで普通覆工に比べて約40%耐荷力が大きい。偏荷重の場合も荷重の増加割合は覆工厚の大きな30cmの方が大きくなっており、鋼アーチ支保工の補強効果を最大に利用するためにはある程度以上の覆工厚が必要であろうことが推定される。注目すべき点は、矩形偏荷重の場合、破壊点が覆工厚20cmの場合と30cmの場合とでは異なる点である。すなわち、覆工厚が20cmの場合は曲げモーメントが最も大きくなるNo14が破壊点になっているのに対し、覆工厚が30cmの場合は破壊点がNo7~No8点となっている。No7~No8の点は負の曲げモーメントが発生する点であるが、この値はNo14付近に発生する正の曲げモーメントよりも小さい。したがって、No14点付

近で破壊するのが自然であるが、破壊を規定する覆工の地山側には鋼アーチ支保工があり補強された形となっている。一方、No 7 ~ No 8 の点は負の曲げモーメントにより覆工の内空側が圧縮となるが、内空側は支保工による補強がないため、コンクリートの圧縮によってNo 14の外側が破壊する以前に破壊してしまうためであると考えられる。

以上のように、鋼アーチ支保工の覆工の強度増加に与える影響は、覆工の厚さ、荷重の形状などにより変化し、一概に論ずることはできない。しかしながら一般的には鋼アーチ支保工の補強効果は一樣荷重に対するよりも、曲げが大きく作用する偏荷重に対して大きく、荷重形態の差による耐荷力の差を少なくするような作用をし、安定な耐荷力を得ることができる方向になると考えることができる。また、鋼アーチ支保工による補強効果を十分に得るためには、支保工の大きさと覆工厚との間には一定以上の関係、すなわちある程度以上の覆工厚を必要とすると考えられる。

なお、実験は支保工と覆工とが良く密着した状態で行われたが、L-4801の供試体ではコンクリートの打設が不完全で、覆工断面に一部欠落が生じ、低い耐荷力しか得られていない。したがって、支保工の補強効果を得るためには、施工を完全に行うことが前提となることに注意すべきである。縫地工法で施工された場合等には耐荷力の和以上の合成効果を期待するのは無理であろうと考えられる。支保工が覆工の中でどのように挙動しているかを調べるため、支保工の歪と覆工の歪を測定したが、測定の結果はバラツキが大きく結論を得ることのできる値は得られなかった。図-5.12は測定の実例であるがほぼコンクリートと支保工が一体となって挙動していることを示している。

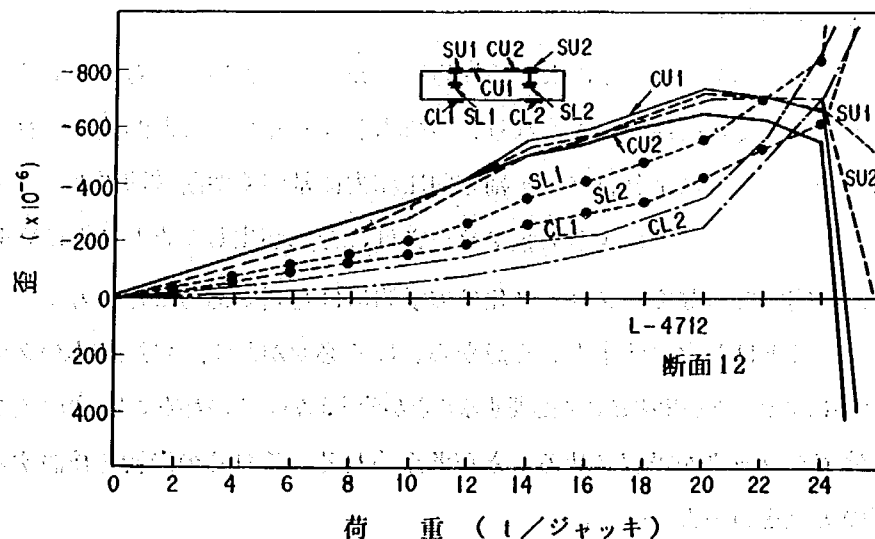


図-5.12 コンクリートと支保工の歪の関係

(4) 2重覆工の強度

覆工を施工上の都合から1次覆工と2次覆工とに分けて打設することがしばしば行われる。また、無筋コンクリート覆工の実験の結果から、覆工の耐荷力を増大させるためには覆工の可撓性を大きくして受働荷重の発生を容易にすることが有効であることが推定された。このため、2重覆工について

実験を行った。普通覆工との強度の比較を表-5.5に示す。曲げの影響が相対的に大きい荷重に対してこの種の覆工は効果が大きいと予測されることから、荷重は矩形偏荷重のみを載荷した。

D-11は10cmごとに2分割して打設された総厚20cmの覆工であるが、28t/ジャッキの破壊強度が得られており、40%大きい強度が得られている。D-12は内側の厚さが20cm、外側の厚さが10cmで総厚さ30cmの覆工であるが、破壊荷重は32tで普通覆工と同じ強度となっている。一方、内側の厚さと外側の厚さが逆のD-21の場合は40tの破壊強度が得られている。これは普通覆工の強度より25%大きい。D-12とD-21の強度に大きな差が見られるのは、D-12の場合外側覆工が薄いため外側覆工のみが局部的な破壊を起こし、これが全体の破壊を誘発したもので、破壊の形態が違っている。

2重覆工とする場合でも相互の厚さのバランスや構造体としての最小厚さというものがあることが推定される。厚さを等分にするなど適当な厚さの配分が行われれば、普通覆工に比べて20~40%程度の強度増加を得ることができると考えられる。これは2重覆工とすることによって可撓性が大きくなるため、発生する曲げ応力のレベルを小さくすることができ、受働荷重の発生が容易となるからである。2重覆工としても強度の低下はなくむしろ強度が増加するという事実は、覆工中間防水工を施工しても強度的に問題のないことを示すものであり、より完全な防水工の施工の可能性が高いことを意味する。1次覆工と2次覆工を特別な手法を用いて一体化する必要はない。また、実際の場合は1次覆工に応力が作用した状態で2次覆工を設けるので、1次覆工の拘束のうえで有利であり、実験よりさらに大きな強度を期待することができるものと推定される。

(5) ブロック状覆工の強度

この覆工は、覆工のプレハブ化による急速施工をねらって実験するものであるが、また、ブロック状にすることによって可撓性が大きくなり、耐荷力が大きくなることが期待される。すなわち、覆工の破壊は荷重のバランスにより、アーチ軸方向圧縮力に基づく剪断破壊によって生ずることが一般的に観察され、曲げモーメントによる引張クラックは、それが生じたとしても最終的耐荷力という点から見れば大きな問題ではなく、ブロック化は力学的には有利であることが考えられる。一方、覆工にクラックが入ることは漏水の防止という点からさける必要があり、さけられないクラックであれば、できるだけ一定個所にクラックを集中させて処理することが望ましい。このためにも、覆工をブロック状に区切り、区切りの部分でクラックを吸収させることが考えられる。これらの影響を検討するためブロック状覆工についての実験を行った。

表-5.6 ブロック状覆工と普通覆工との強度比較

実験番号	覆工厚 (m)	荷重の種類	ブロック状覆工		普通覆工	
			破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊時の換算土 荷重高さ(m)	破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊時の換算土 荷重高さ(m)
L-4710	20	一様荷重	28	4.43	28	4.43
L-4905	30	"	36	5.60	40	6.23
L-4711	20	矩形偏荷重	24	4.00	20	3.17
L-4906	30	"	40	6.22	32	4.98

—135—

(内空側)

実験の結果を普通覆工との比較のもとに示すと表-5.6となる。これから明らかなようにブロック状にした覆工の強度は、一様荷重の場合は、普通覆工の強度と同程度であるが、矩形偏荷重の場合は覆工厚が20cm、30cmの場合とも20%程度大きな耐荷力が得られ、曲げモーメントが大きく作用する荷重の場合は、ブロック状覆工が有利であることがわかる。

クラックの発生状況は図-5.14に示す通りであるが、図-5.9と比較すると明らかにブロック状覆工の方が少なく、特に荷重の小さな間のクラックはブロックの継目で吸収される。覆工をブロック状にすることによって、無秩序なクラックの発生を防止し、また、曲げが大きく発生する荷重の耐荷力を増大させることができるので、施工上の問題があり今後の検討が必要であるが、ブロック状覆工は有利な覆工構造であると考えることができる。

(6) 拱頂部巻厚不足の影響

覆工の拱頂部は、コンクリートの打設がむずかしく、設計巻厚の確保に苦勞する部分である。通常の施工では鋼アーチ支保工にキックアップと呼ばれる上げ越しを行い、コンクリート打設用の空間を設けて、設計巻厚の確保に努めている。しかし、キックアップを設けても地山との間に空隙の残ることとは避けられず、覆工の弱点を構成することになる。

表-5.7は拱頂部の覆工厚が不足している覆工の強度を普通覆工の強度と比較して示したものである。L-4901の実験は覆工厚20cmの覆工の拱頂部を覆工の中心で5cm少なくなるように水平に切ったもので、一様荷重を載荷した。拱頂部の荷重のかけ方としては覆工厚の不足する部分に対して、地山との間の空隙の存在を予想して荷重をかけない場合と裏込め注入によって空隙が填充されている場合を想定して荷重を加える場合の2つが考えられるが、L-4901では後者を想定して覆工厚の不足する部分にも荷重を加えた。実験の結果は26t/ジャッキの荷重のとき、ジャッキNo9~10の覆工厚の不足する部分で破壊した。覆工厚の不足していない場合の破壊荷重は28t/ジャッキであるから耐荷力はあまり減少していない。しかし、普通覆工の破壊点はNo6~8であるのに対し、覆工厚が不足した部分で破壊しており明らかに覆工の弱点となっている。

L-4902の実験は、L-4901と同じ供試体であるが、拱頂部に空隙が残っていることを想定して覆工厚の不足している部分には載荷しないようにした実験である。この実験では破壊荷重が12t/ジャッキしか得られず、普通覆工に比べて強度は著しく低下している。

L-4903の供試体は覆工厚30cmの覆工を拱頂部で10cm水平に切ったものである。荷重およびジャッキの配置はL-4902と同様である。破壊荷重は30t/ジャッキでL-4902と同様の形態で破壊が起きている。耐荷力は普通覆工の場合の3/4である。

L-4904はL-4903と同様の供試体で矩形偏荷重を作用させたものである。破壊荷重は30t/ジャッキで、普通覆工の強度と比べあまり減少していない。しかし、破壊点は覆工厚不足部分であり、普通覆工の破壊点No14~15と違っている。偏荷重の場合には覆工厚不足の影響は少ないと考えられるが、弱点となっていることがわかる。

以上の結果から拱頂部の覆工厚不足の影響としては概略次のことがいえるであろう。

- (a) 拱頂部の覆工厚不足は覆工の耐荷力を減少させ覆工の弱点となり、拱頂部に空隙を残したままにしておくと耐荷力は著しく減少する。
- (b) しかし、拱頂部背面の空隙をグラウトなどにより填充し、変形を拘束すれば耐荷力の減少を抑制することができる。
- (c) 一方、矩形偏荷重などの作用によって覆工の特定部分が破壊点となり、これが、拱頂部と一致しないような場合は、拱頂部の設計覆工厚の不足が耐荷力に与える影響は小さい。

設計覆工厚不足の影響は想定する荷重の種類を考慮して評価する必要があるが、その評価の仕方によっては空隙の填充を前提にある程度の覆工厚不足を許容して施工の簡略化を図ることも考えられる。しかしながら、弱点になることは避けられないので、覆工の打設方法を検討して空隙を残さない努力を行うことが望ましく、これは、第4章で検討したように鋼アーチ支保工にとっても望ましいことである。

表-5.7 アーチ部空けき覆工と普通覆工の強度比較

実験番号	覆工厚 (m)	荷重の種類	アーチ部空隙覆工		普通覆工		アーチクラウン部厚 (cm)
			破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊時の換算 土荷重高さ(m)	破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊時の換算 土荷重高さ(m)	
L-4901	20	一様荷重	26	41.2	28	44.3	15
L-4902*	20	"	12	19.0	28	44.3	15
L-4903	30	"	30	46.7	40	62.3	20
L-4904	30	矩形偏荷重	30	46.7	32	49.8	20

* 印は覆工厚不足部に荷重を加えない場合

(7) 鉄筋コンクリート覆工

無筋コンクリート覆工の実験の結果から明らかなように覆工に偏荷重が作用すると破壊荷重の1/10程度の非常に小さな荷重でクラックが発生する。一般にトンネルのコンクリート覆工においては曲げによる引張りクラックは耐荷力という点から、ただちに有害とはいえないが、クラックの発生はできるだけ抑ええることが美観、漏水防止などの面から望ましい。クラックの発生を分散するためには通常鉄筋を入れることが効果があると考えられており、偏荷重が予測される場合には、クラック発生防止分散のためにしばしば鉄筋による補強が行われる。

鉄筋コンクリート覆工の実験結果を普通覆工と比較すると表-5.8のようになる。供試体L-5010は実物換算でφ20mmの鉄筋を20cmの間隔で配置したことを想定したもので、L-5011は同じ鉄

表-5.8 鉄筋コンクリート覆工と普通覆工の比較

実験番号	覆工厚および鉄筋配置	荷重の種類	破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊点 No	普通覆工との強度比	初めてクラックが発生したときの荷重 (t/ジャッキ)	比較すべき普通覆工			
							破壊荷重 (t/ジャッキ)	破壊点 No	実験番号	初めてクラックが発生したときの荷重(t/ジャッキ)
L-5010	20cm D10 c/c 10cm	矩形偏荷重	26	12~13	1.3	8	20	14	L-4702	2
L-5011	20cm D10 c/c 10cm	"	26	12~13	1.3	6	20	14	L-4702	2

筋を30cm間隔で配置したことを想定したものである。鉄筋コンクリート覆工にはじめてクラックの入る荷重はL-5010で8t/ジャッキ、L-5011で6t/ジャッキで無筋コンクリート覆工の2t/ジャッキに比べて明らかに改善されている。図-5.15はL-5010のクラックの発生状況を示すものであるが、普通覆工ではトンネル軸に沿う縦方向のクラックが卓越しているのに対し、鉄筋コンクリート覆工では亀甲状となる傾向がある。また、普通覆工では、クラックが発生すると荷重の増大に伴ってクラック幅が集中的に増大する傾向があるのに対し、鉄筋コンクリート覆工の場合はクラックが分散する傾向にある。しかし、初期クラックの発生する荷重は鉄筋を入れることによって改善されているが、覆工の最終的な耐荷力に比べればまだ小さく必ずしも十分な鉄筋量とはいえない。クラックの発生する荷重として耐荷力の1/2を確保すべきものとすれば、鉄筋量はL-5010の場合より相当増加させる必要があることが推定できる。L-5010程度の鉄筋では破壊強度の1/3程度までの荷重に耐えるのが限度であることを実験の結果は示している。もちろん、これは荷重形状にも関係する問題であり、この実験で想定している荷重が非常に極端なものであることを考慮すれば実際には初期クラックの発生する荷重と耐荷力との差は小さくなる方向となる。したがって、作用する荷重を明確にできない現状では、入れるべき鉄筋量は設計者の判断によらなければならないことになるが、実験の結果からみて少なくともL-5010程度の鉄筋量は確保するのが妥当であろう。

鉄筋コンクリートとすれば当然耐荷力も増大し、この実験では最終耐荷力が30%大きくなっている。しかし、鉄筋量による差は現われていない。鉄筋は内側に配置されていることから、破壊点における曲げに対して有効に作用し、圧縮側のコンクリートの応力を緩和しているが、最終的には普通覆工の場合と同様覆工外側のコンクリートの圧縮による剪断によって破壊している。しかし、破壊点は普通覆工の場合より中心側に移動しており、普通覆工とは違った挙動を示している。

実際の鉄筋コンクリート覆工では、鉄筋の他に鋼アーチ支保工が入っているのが普通なので、鉄筋コンクリート覆工の耐荷力はさらに大きくなるものと考えられる。したがって、荷重が大きい場合には、鉄筋を入れることによってクラックの発生を抑えるとともに最終耐荷力を増すようにすることができると考えられ鉄筋コンクリート覆工は有効である。

一方、普通コンクリート覆工の破壊時の状況と鉄筋コンクリート覆工の破壊時の状況とを比較すると、後者の破壊は急激に発生している。すなわち、鉄筋コンクリート覆工の場合はぎりぎりまでの荷重に耐え、一気に破壊し、破片の飛散が著しかった。実際のトンネルでは覆工の変形が生ずると荷重が緩和されるという特性があるので問題は少ないにしても破壊が急激であることは留意しておく必要がある。

(8) 受動荷重の発生状況

以上に覆工構造の違いによる覆工の挙動を検討したが、覆工も鋼アーチ支保工の場合と同様に、地山が変形を拘束することによって生ずる受動荷重によって荷重が均等化に向い全体として荷重のバランスが保持しやすい構造物である。したがって受動荷重の発生は覆工の挙動を理解するうえで重要な意味を持っている。図-5.16は無筋コンクリートの普通の覆工の厚さと受動荷重の発生状況の関係

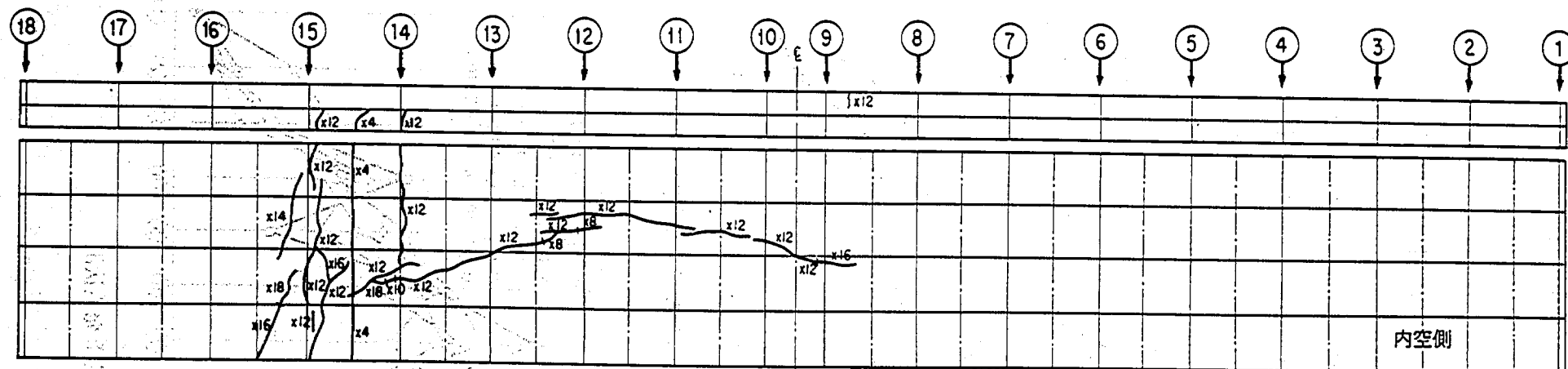


図-5.14 ブロック覆工のクラック発生状況

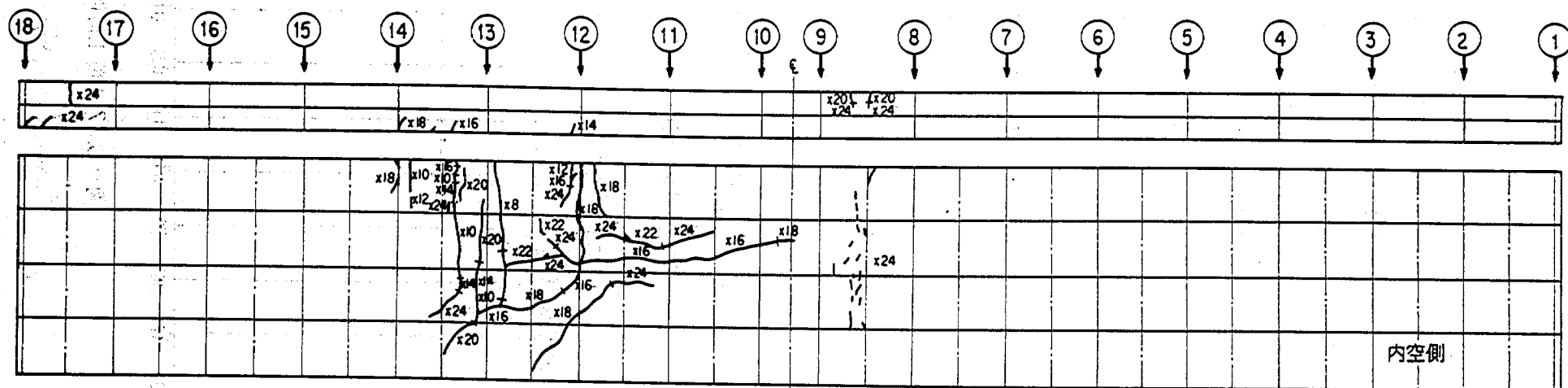


図-5.15 鉄筋コンクリート覆工のクラック発生状況 (SR-20(A)、L-5010)

を主働荷重が20 t/ジャッキのときについて示したものである。覆工厚が薄い程大きな受働荷重が発生しており、荷重のバランスがえられやすいことを示している。厚さが大きいと覆工の持つ剛性で荷重を取る割合が大きくなるので受働荷重の発生は少なくなる。

図-5.17は覆工厚が20 cmの場合の覆工構造の違いと受働荷重の発生状況の関係を示したものである。B-20やD-11は特に可撓性を大きくすることを考慮して実験の対象に選んだ供試体である。図から明らかなように、これらの構造が他の構造に比べて特に大きな受働荷重が発生しているとは認めることはできない。これは予想された結果と異なるものであり、ブロック覆工や2重覆工が受働荷重の発生を容易にする程可撓性を大きくするに至っていないと判断せざるをえない。図-5.18

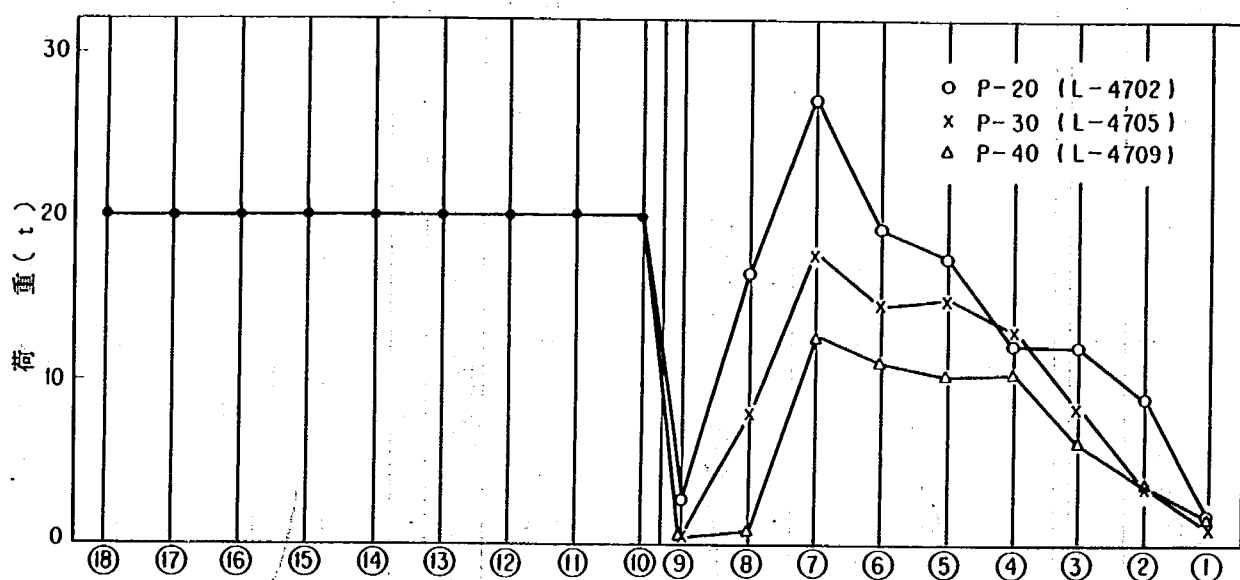


図-5.16 無筋コンクリート覆工における受働荷重の発生状況

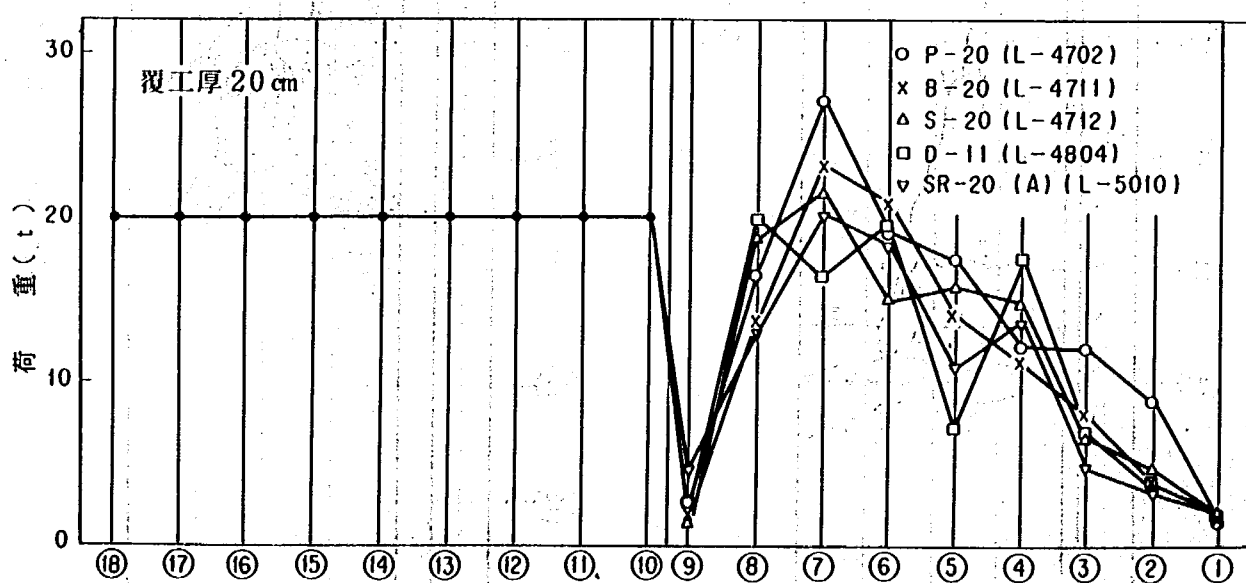


図-5.17 覆工構造の違いと受働荷重発生状況

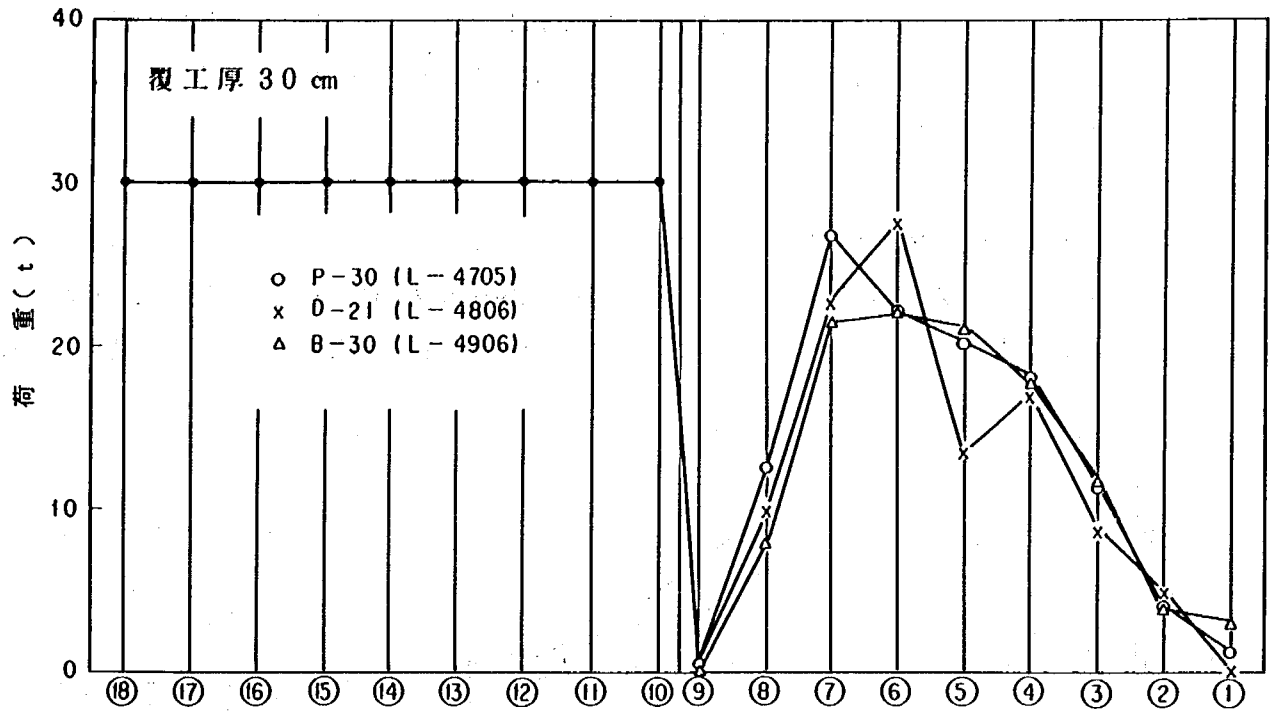


図-5.18 覆工構造の違いと受働荷重発生状況

は覆工厚が30 cmの場合について覆工構造の違いと受働荷重の発生状況を示したもので、構造の違いによる受働荷重発生状況の差は認められない。これらの結果から、構造によって覆工の厚さが与える影響程に可撓性を大きくすることはむずかしく、覆工の厚さが一番の支配要因であると考えることができる。

2重覆工やブロック覆工で耐荷力が大きくえられた理由は、当初の予想とは異なって受働荷重の発生による全体としての荷重バランスの改善によるものが主なものであると考えることは適当でない。図-5.19は偏荷重実験の破壊点No 14付近の歪として歪測定点1314の外側の歪を荷重の経過とともに示したものであるが、P-20では歪が単調に増加して破壊に至っているのに対し、B-20では応力がピークに達した後降下しており、また、D-11では荷

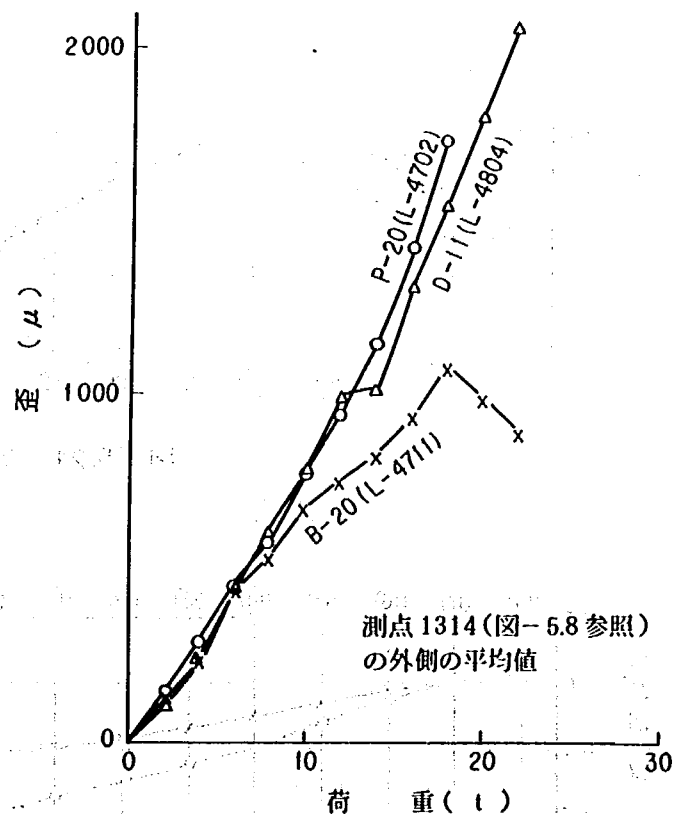


図-5.19 偏荷重実験破壊点付近の歪

重 12 ~ 14 t / ジャッキで歪が不連続となる現象を示し、破壊荷重に近づいた状態で断面内の応力の再配分が生じている様子が窺える。ブロック覆工および2重覆工の強度が大きく出たのは、この要因が関連しているものと考えられる。

(9) 変 形

図-5.20は無筋コンクリート覆工の載荷重 12 t / ジャッキにおける変形の様子を示したものである。また、図-5.21は覆工厚が 20 cm の場合の覆工構造の違いによる変形の様子を示したものである。可撓性が高いと考えたブロック覆工および2重覆工は必ずしも可撓性が高い結果とはな

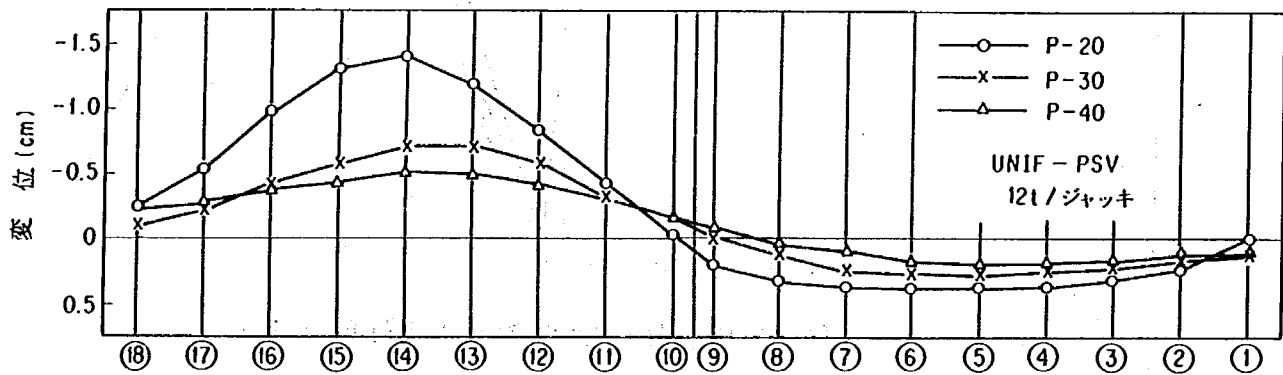


図-5.20 無筋コンクリート覆工矩形偏荷重載荷時の変形

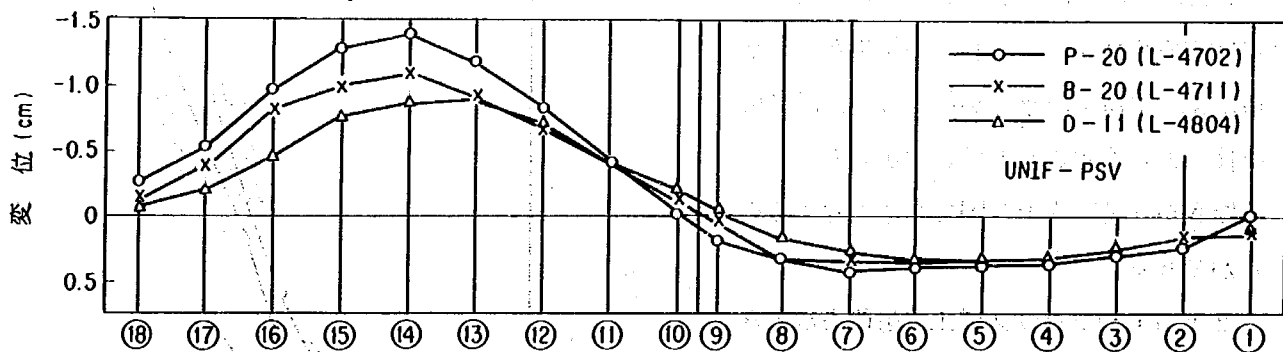


図-5.21 覆工構造の違いと変形

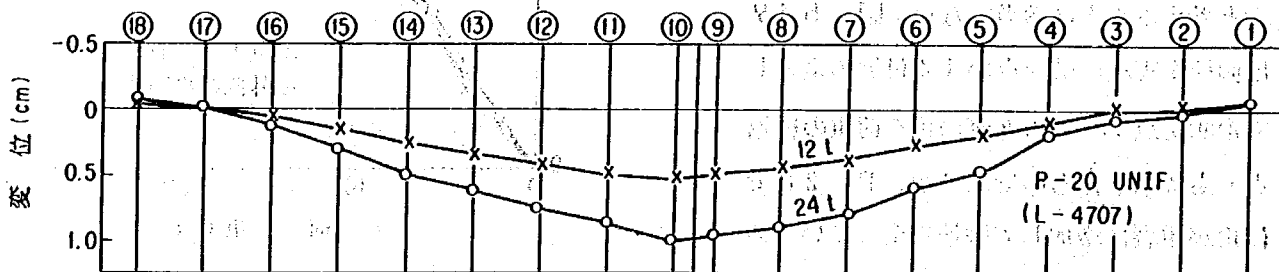


図-5.22 無筋コンクリート覆工一様荷重載荷時の変形

ていない。受働荷重の発生が必ずしも予測通りでなかったのは、これが原因している。ただし、傾向からみるとブロック覆工の方が2重覆工より可撓性は大きくなっている。P-20 (L-4702) の供試体が特に可撓性が大きい供試体となっていたことも、コンクリートの強度試験の結果から推定されるが、コンクリート強度試験の結果と覆工の強度との関係はバラツキが大きく必ずしも明確でない。

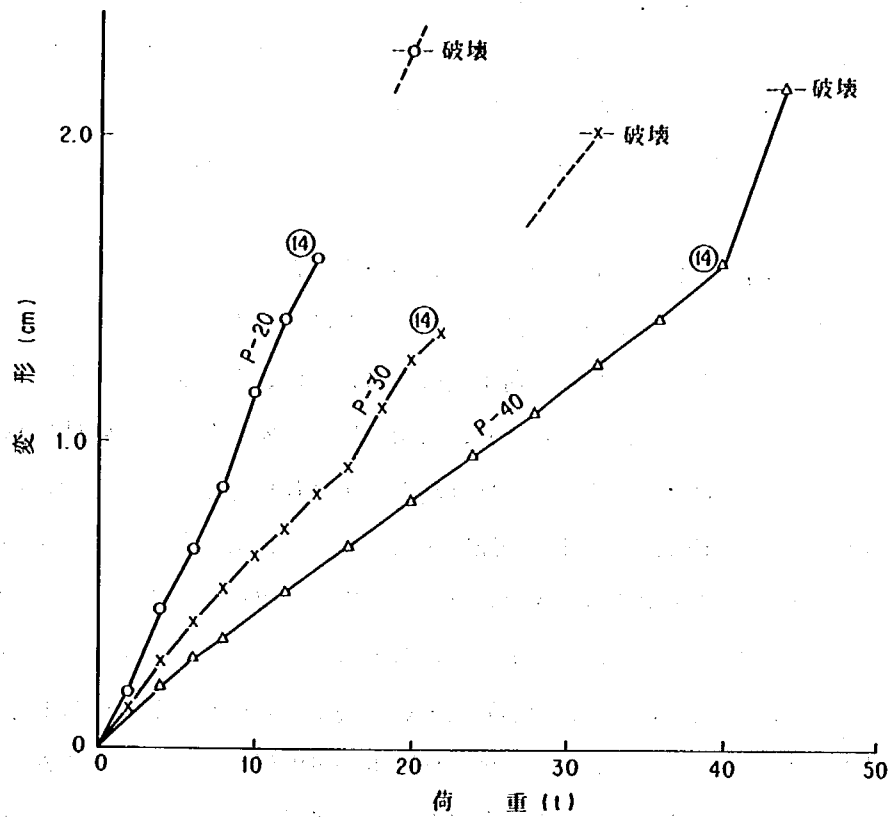


図-5.23 矩形偏荷重載荷時の最大変位

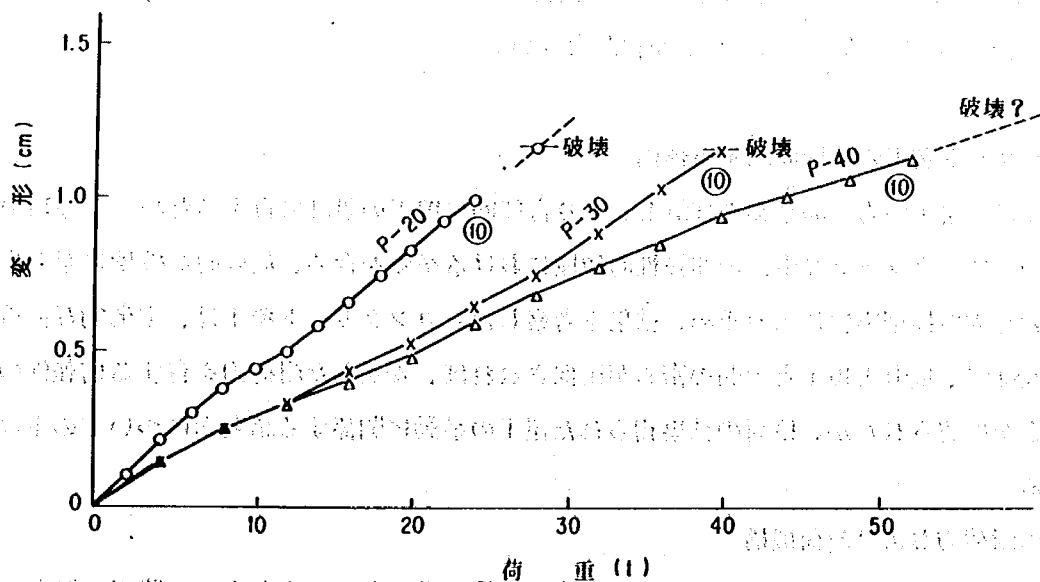


図-5.24 一様荷重載荷時の最大変位

図-5.22 は P-20 覆工に一樣荷重を載荷したときの変形の様子を示すもので、一樣荷重載荷時の変形は偏荷重載荷時よりも小さい。これらの図からわかるように覆工の変形は非常に小さい。図-5.23 は矩形偏荷重を載荷した場合に最大の変位が生じる載荷点 No. 14 の変位を荷重との関係でプロットしたものであるが、破壊の生ずるときの変位は 2 cm (実物で 4 cm) 程度であり、非常に小さな変形で破壊が生じている。また、図-5.24 は一樣荷重載荷の場合について示したもので、この場合の破壊時の変位はさらに小さく 1 cm (実物で 2 cm) 程度となっている。破壊時の変位は覆工厚さとの関連がみられずほぼ一定している。これらの値は現実のトンネルの変形と比べると非常に小さな値であり、後に検討するように、覆工の設計施工に際して十分に考慮しなければならない点である。

(10) 応力、歪

載荷実験に際しては図-5.8 に示す各点で歪測定を実施した。コンクリートの歪測定であるのでゲージ長の長いものを用いたが、測定の結果はバラツキがさけられず、一貫性のある結論を得るには問題があり、参考資料にとどまった。特に偏荷重実験においては、クラックが発生するために断面力に換算することはできず解析を困難にした。また、断面力に換算するためには弾性係数を知る必要があるが、コンクリート強度試験から得られた弾性係数と覆工に作用している断面力から逆算した値とは必ずしも一致せず、解析を困難にする 1 つの原因となった。このようなことから歪の測定値からの挙動の解析は省略するが、破壊が生ずるとき歪は普通の場合は 2000μ を超えることが多く、歪が 2000μ を超える点が出始めることによって、破壊が近づきつつあることを知る 1 つの指標として実験の管理を行うことができた。しかし、歪が最大の点と破壊点とは必ずしも一致せず、コンクリートの破壊条件は複雑であることを示唆した。特に一樣荷重や PW 荷重のように軸力が支配的な場合は 1400μ 程度の低い歪でも破壊が生ずることがあり、破壊条件を一概に規定することは困難であると考えられる。一樣荷重や PW 荷重の場合はアーチ軸方向の平均応力がコンクリートの強度程度に達したとき破壊が生ずると考えられる。偏荷重の場合はアーチ軸方向の平均応力が圧縮強度の 0.5 ~ 0.7 に達したとき破壊が生じているが幅が大きい。

5.3 コンクリート覆工の特性に関する結論

以上のように、覆工の力学的挙動を理解し、より合理的な覆工の設計に資するため、6 種類のコンクリート覆工について、クラック発生後の非弾性的領域における挙動を含め、最終的な破壊に至るまでの覆工の力学的挙動を大型模型実験により求め、結果を考察した。コンクリート覆工は、主働的な荷重分布状態にあまり影響されず、地山と覆工との間の密着が確保されれば、安定した耐荷力を有する信頼性の高い構造物であることが確認されたが、検討の結果得られた覆工の挙動に関する諸要素についての主な結論は次の通りである。

(1) 覆工の耐荷力および耐荷機構

最も一般的な無筋コンクリートの最終耐荷力は、図-5.11 に示すように、覆工の厚さに比例して強度が増加する。荷重形状による耐荷力の差は少なく、極端な偏荷重 (矩形偏荷重) が作用した場合

でも、理想的な荷重（一様荷重）の場合の80%程度が得られ、安定した強度が確保される。これは、地山との相互作用により、荷重が均等化するように作用し、アーチ構造として軸力状態で荷重を支持するためである。最終的な破壊の形態が、実験したすべての場合について圧縮による剪断破壊となっているのは、これを裏付けるものである。また、偏荷重が作用する場合は曲げが生じ、覆工には曲げ引張クラックが生ずるが、これは最終耐力力の1/10程度の低い載荷重でも生じる。したがって、曲げ引張クラックが生じても覆工の耐力に直接的影響を与えることはない。むしろ、荷重の均等化の過程で必然的に生ずるものと考えて良く、力学的な面からは曲げ引張りクラックを問題とすることはない。一方、剪断クラックが見られる場合は、覆工は耐力力をほとんど失っているものと判断する必要がある。

(2) 鋼アーチ支保工との共同作用

鋼アーチ支保工が覆工に埋め込まれていると、総合された強度は各々の耐力力から期待されるものよりも増大する。特に偏荷重のように局部的に応力が集中する場合は、増加割合が大きい。したがって、鋼アーチ支保工の存在は覆工の荷重パターンの違いによる耐力力の差を小さくし、安定性を高める作用をすると考えて良い。しかし、この効果を期待するためには鋼アーチ支保工の大きさと覆工厚さとの釣合いがとれていること（支保工の寸法が覆工厚さの1/2を超えると効果が少なくなる）、支保工が覆工に確実に埋め込まれていることが必要である。

(3) 2重覆工の強度

覆工を1次覆工と2次覆工の2回に分けて施工しても、全体としての強度は、1回で施工した場合よりも同程度か大きい。これは、軸力状態で荷重を支持する機構の反映であると考えることができ、1次覆工と2次覆工との間の剪断力の伝達は問題とする必要がなく、むしろ、剪断力を伝達しない構造とする方が有利である。しかし、1次覆工の厚さを特に薄くすることは問題であり、厚さの配分には留意が必要である。

(4) ブロック覆工

覆工をブロック状に分割しても強度は低下せず、むしろ偏荷重が作用する場合は強度が増加する傾向にある。また、無筋コンクリート覆工におけるような無秩序なクラックの発生をある程度防ぐことができる。したがって、ブロック覆工は力学定に問題がなく、構造的には有利な覆工構造であると考えられることができる。

(5) 鉄筋コンクリート覆工

鉄筋コンクリート覆工とすることによって、偏荷重が作用した場合のクラックの分散と耐力力の増加を期待することができる。しかし、クラックが破壊荷重の1/3程度まで発生しないようにするためには、実験の対象とした覆工で $\phi 20\text{mm}$ の鉄筋を20cmの間隔で入れる程度の鉄筋量を確保する必要がある。

(6) 覆工拱頂部の巻厚不足の影響

拱頂部の巻厚不足は覆工の弱点となり、強度の低下は避けられない。しかし、巻厚不足の部分进行

束することによって強度低下を補うことができる。したがって、覆工厚が確保できるような施工法を採用することと裏込め注入の実施の重要性が確認される。

(7) 覆工の変形能力

覆工は周辺の地山に支持されたアーチ構造であるから、主働荷重によって生ずる覆工の変形の結果として受働荷重が発生し、荷重が一様化の方向に向い、安定した耐荷力が得られる。したがって、覆工の可撓性は大きいほど有利である。可撓性を大きくする試みとして、2重覆工、ブロック覆工について実験を行ったが、これらの覆工の可撓性は普通覆工の場合と同じ程度であり、可撓性は覆工の厚さによって決定される。これは、普通覆工の場合でもクラックの発生によってブロック化され、ブロック覆工と同様の状態になっていることを示唆するものと思われる。

一方、破壊時の覆工の最大変位は、実大の覆工に換算して、一様荷重の場合2～3 cm、偏荷重の場合で4～5 cmで、第2章で検討したトンネル周辺地山に塑性領域が形成される場合に予想される変位量にくらべると小さい。したがって、覆工の耐荷力と地山の安定に必要な荷重（内圧）との関連を考慮して、覆工の設計および施工時期の選定を行うことが重要である。

第6章 ロックボルト

ロックボルトは、古くて新しい支保工である。ロックボルトは堅岩用の支保工として発達し、その合理性と経済性から広く使用される傾向になってきているが、最近では全面接着型のロックボルトが開発され、軟岩の領域でも使用されるようになってきている。

堅岩に対するロックボルトの支保理論は Rabcewicz¹⁾、Panek²⁾、Lang³⁾ らによって研究が行われた。Rabcewicz は、主として現場における経験に基づき、ロックボルトの効果をロックボルトで補強された自然アーチの形成と考え、設置間隔、長さ等に対する目安を与えた。Panek は、炭鉱など成層岩盤よりなる採鉱切羽天盤の安定に与えるロックボルトの効果を研究し、梁形成効果という概念を示し、実験および理論的検討から設計の手法を検討した。また、Lang は、地下発電所の建設に関連して、節理を有する岩盤に対するロックボルトの効果や粒状体に対するロックボルトの効果を実験的に検討し、岩盤がロックボルトによって補強されるために必要な条件を明らかにした。Panek や Lang の研究は、先端定着式のロックボルトを対象としており、ロックボルトを締め付けることを前提として検討されている。Rabcewicz、Lang の研究の結果は、堅岩を対象としたロックボルトの設計の目安として、現在広く使用されている。

一方、ロックボルトの発達の過程において、より効果を確実なものとするため、および適用地質を広げるためにウエッジ型やエクспанション型などの先端定着型のロックボルトから、樹脂あるいはモルタルを用いた全面接着型のロックボルトが開発された。

全面接着型のロックボルトは、堅岩においてだけでなく、軟岩においてもすぐれた支保効果のあることが次第に経験的に明らかにされ、軟岩のトンネルに広く使用されるようになってきている。しかし、軟岩におけるロックボルトの作用機構ないし、設計法については Rabcewicz、Egger など種々の提案がなされているが、必ずしも現象を十分に説明できるまでに至っていない。すなわち、Rabcewicz などの理論は、ロックボルトの効果をロックボルトの引抜き力相当の荷重が掘削面に作用すると評価し、鋼アーチ支保工や覆工と同じように内圧効果を与え、地山の安定が増すという考え方に基づくものであるが、ロックボルトがこのような形で与えることのできる荷重は僅かなものであり、現象を十分に説明しようとはいえない。もちろん、内圧効果で説明できる場合も考えられ、ロックボルトは対象とする地山の性質（強度、弾性係数、力学的不連続面の存在の仕方、破壊後の諸特性など）、応力条件（初期地山応力）、ロックボルトの設置の仕方（先端定着、全面接着、ランダムボルティング、パターンボルティング、トンネルの形状、切羽安定対策など）によってその作用効果は当然違ってくるものであるとみなす必要がある。したがって、ロックボルトを設置する対象の地山の性質と設置の仕方がどのようなものであるかを作用効果を考える場合には認識することが重要である。堅岩の場合については一応の目安が与えられているが、軟岩に対する全面接着型のロックボルトの効果については、現在、議論の多いところであり、未解明の部分が多い。ここでは、この点を考慮し、軟岩における全面接着型ロックボルトの挙動を明らかにするため、圧縮供試体モデルおよび円形トンネルモデルによる模型実験と地山の破壊後の強度低下を考慮したロックボルトの効果の試算を行った。圧縮供試体モデルは、プリズムとしての地山にロックボルトが与える効果を調べるための基礎

的なモデルであり、円形トンネルモデルはトンネルとしての全体的効果を調べるためのものである。

6.1 圧縮供試体モデルによる全面接着型ロックボルトの効果実験

全面接着型ロックボルトの挙動を調べる最も単純なモデル化は、図-6.1に示すようなロックボルト（針金）を入れた供試体の圧縮強度試験によって行うことができる。これは、ロックボルトで補強された地山の一部分を切出してきた場合に相当すると考えることができる。実際の地山では、図-6.1の圧縮力を発生させる荷重が周辺の地山から作用し、3次元的な応力状態にあるが、ボルトに直交する1方向から作用する応力が支配的であると考えられるため、最も基本的な状態として単純化し、1軸圧縮試験によるモデル化を行った。このモデルにおいては、作用荷重と直角方向の歪をロックボルトが拘束し、その結果として出てくる応力が、供試体を3軸応力状態の下において、その強度と変形能を上げることおよびロックボルトの剪断抵抗がロックボルトを切る地山の剪断破壊を拘束することが、供試体が降伏に至るまでの過程で考えられ、また、降伏後においてもロックボルトは降伏（破壊）した供試体部分相互を結び付け、降伏後の強度を保持し、かつ、大変形を許容することが考えられる。

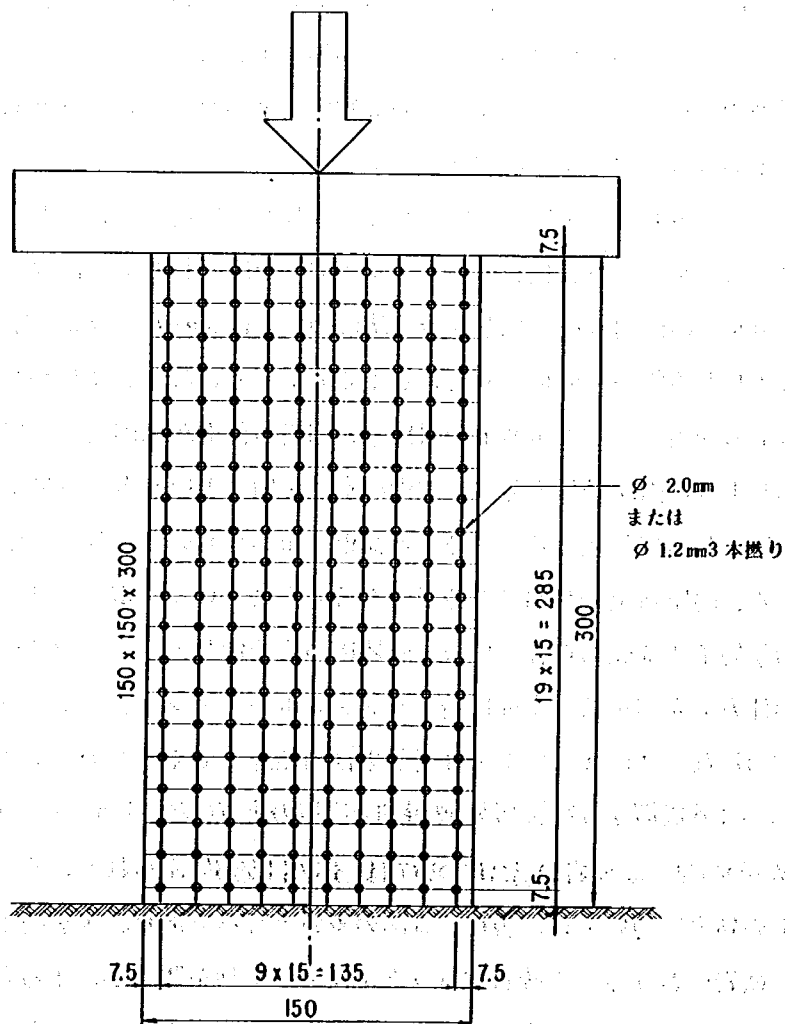


図-6.1 圧縮供試体モデル

ロックボルトの有効性を知る手段として、この実験によるモデル化を認めれば、ロックボルトの効果はロックボルトの配置および供試体の材料強度によって変わると考えられる。実験は2段階に分けて行ったが、第1段階の実験では、供試体の材料としてセッコウおよびモルタルを使用し、ロックボルトの配置は表-6.1に示すように、ロックボルトを入れないものから30mmピッチで入れたものまで4種類とした。実験の結果は、表-6.2に示す通りであるが、強度の面からみるとロックボルトの有効性が判然とするデータは得られていない。図-6.2、6.3にモルタル、およびセッコウの応力・歪関係を示すが、バラツキが大きく、破壊後の急激な強度の減少部分の改善、および残留強度の値の顕著な増加は明瞭でない。これはロックボルトがスリップし、横方向の歪の拘束が小さいことが原因の一つとして考えられる。もちろん、一般的傾向としてはロックボルトを入れた場合、多少とも横方向の拘束があるため、ロックボルトによって改善された方向になっているが、そうでないものも含まれている。ロックボルトを入れることにより、供試体の製作がしにくくなり、欠陥を含む供試体が混じる可能性もあり、また、ロックボルトの存在その

表-6.1 圧縮供試体実験条件

供試体材料	配 合	ロックボルトピッチ	試料数
モルタル	W/C=60% C/S=50% 養生7日	∞	4
		7.5cm	4
		6.0	5
セッコウ	W/P=60% 養生7日	∞	6
		7.5	4
		6.0	4
		3.0	5

表-6.2 実験結果総括表

供試体材料	ピッチ	強度	変形係数	残留強度比 ¹⁾
モルタル	∞	133 kg/cm ²	2.6×10^4 kg/cm ²	0.3
	7.5cm	117	1.4×10^4	0.3
	6.0	139	1.5×10^4	0.4
セッコウ	∞	58	1.2×10^4	0.6
	7.5	50	0.9×10^4	0.8
	6.0	57	1.2×10^4	0.5
	3.0	64	1.9×10^4	0.7

1) 残留強度比とは降伏に達したときの歪の値の2倍の歪における荷重を残留強度と考え降伏強度との比を便宜的に求めたもの。

(セッコウ) 残留強度比は、降伏強度の2倍の歪における荷重を残留強度と考える降伏強度との比を便宜的に求めたもの。

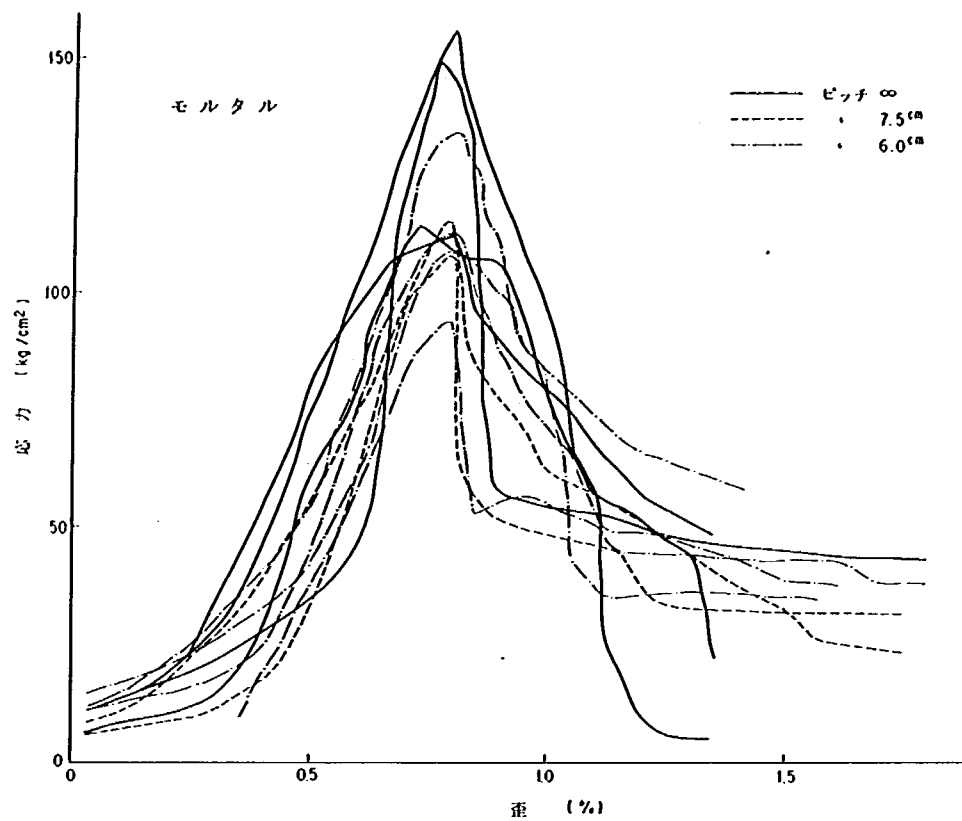


図-6.2 圧縮供試体モデルの応力歪関係(モルタル)

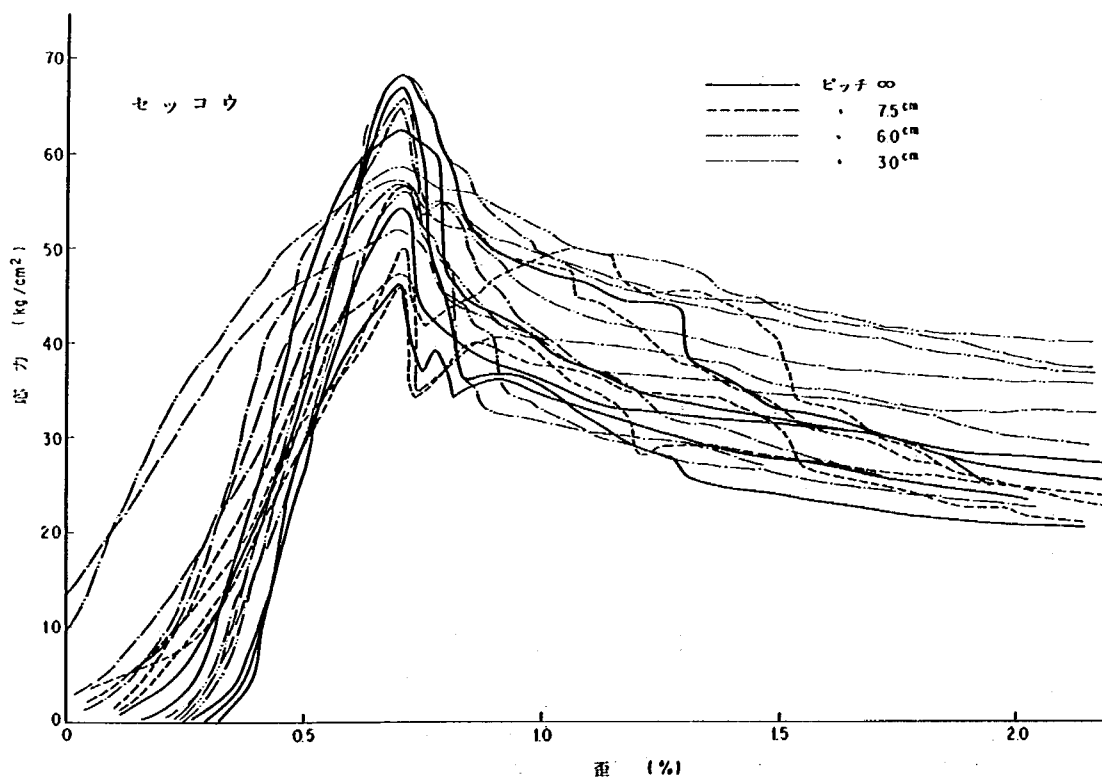
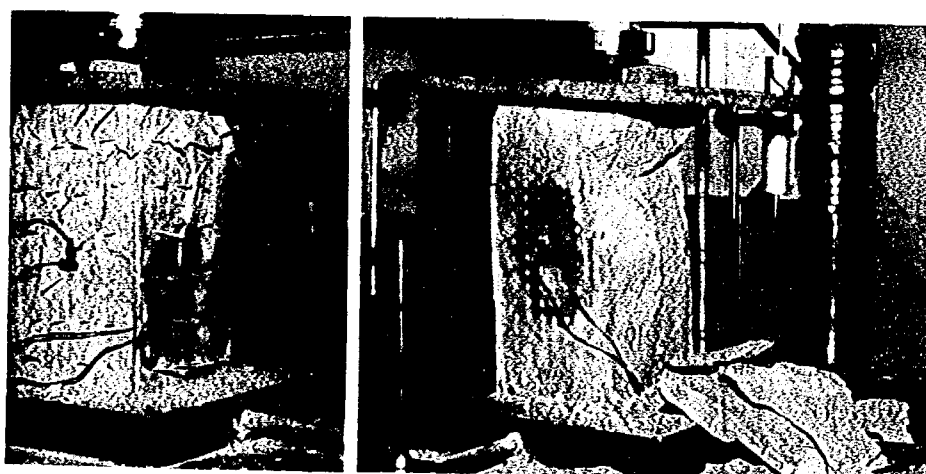


図-6.3 圧縮供試体モデルの応力歪関係(セッコウ)

ものが応力集中の原因となりうるということが考えられ、実験の結果を不明瞭なものにしたと思われる。いずれにしても、この実験の範囲ではロックボルトが残留強度の改善を含めて供試体の強度に根本的な影響を与えとは考えにくいという結果である。

しかし、破壊の状況は写真－6.1に示すように、ロックボルトのあるものとなないものとは大幅に異なっている。ロックボルトが入っていない供試体では、大きくブロック状に剥離脱落しているのに対し、ロックボルトが入っているものでは剥離が小片に分かれて発生しており、また、大塊で脱落することはなく、原型をよく保っている。これは、ロックボルトの効果を理解するうえで、力学的な改善効果とともに重要な現象である。すなわち、トンネルの空洞の安定においては、周辺地山が応力再配分による過応力のために破壊されたとしても、一体性を保って塑性的に変形し、落盤や山はねなどの分離破壊現象を起こさないことが重要であるからである。

第1段階の実験では、ボルトの本数が少なく、また、ボルトと材料間のスリップなどから横方向の拘束が必ずしも十分でなかったと考えられることなどから、力学的な改善効果は明瞭でなかったので、さらに、ロックボルトのピッチを細かくした実験を第2段階として行った。



ピッチ 30 mm

ロックボルトなし

写真－6.1 圧縮供試体モデルの破壊状況

第2段階の実験では、供試体材料はモルタルとし、 W/C を70%、50%、40%の3種類、ロックボルトのピッチは30mm、15mmそれにロックボルトが入っていないものの3種類とした。ロックボルトは、ロックボルトとモルタルの付着の影響を調べるため、 $\phi 2$ mmの単線と $\phi 1.2$ mmの3本撚り線の2種類を用いた。

実験の結果を図－6.4に示す。図から明らかなように、ロックボルトのピッチが30mmの場合と15mmの場合とは、大幅に挙動が違っている。ピッチが30mmの場合は、残留強度の増加はそれ程明瞭でなく、第1段階の実験とほぼ同様であるが、ピッチが15mmのものは残留強度が著しく増加している。増加の程度は、供試体の材料の強度が小さい程大きい。また、撚り線のボルトの方が大きな強度となっており、供試体の材料とボルトの付着が影響を持っていることがわかる。 $W/C = 40\%$ 、 50% の3本撚り線のボルトの場合は、変形が4～5%に達したときにボルトが破断するという現象がみられたが、単線のボルトの場合

合は、モルタルとボルトが滑り、残留強度は低いものの著しい変形能力を持っている。

ボルトのピッチが、15 mmの場合と 30 mmの場合とのボルトの効果の大きな違いは注目に値するもので、ボルトの力学的補強効果を上げるためのボルト長さとの限界を示すものであると考えると、ボルト長さとの比は5となる。堅岩におけるロックボルトの長さとの比は2以上とされているから、この数字は大き目の値であるといえることができる。

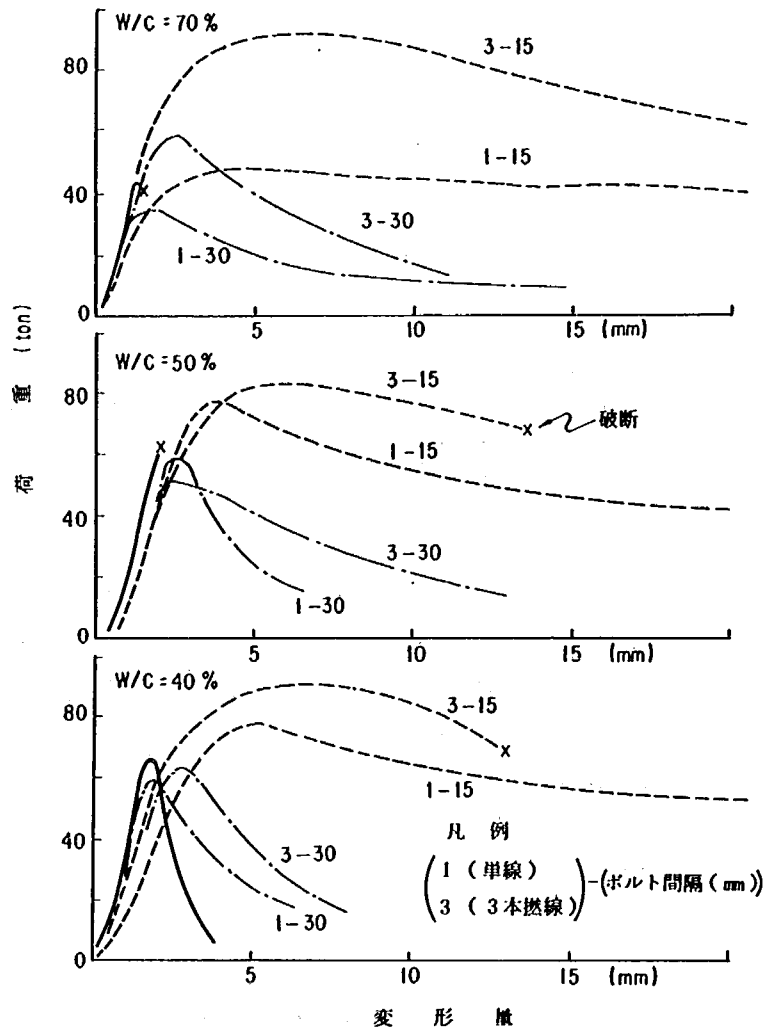


図- 6.4 圧縮供試体モデル実験結果

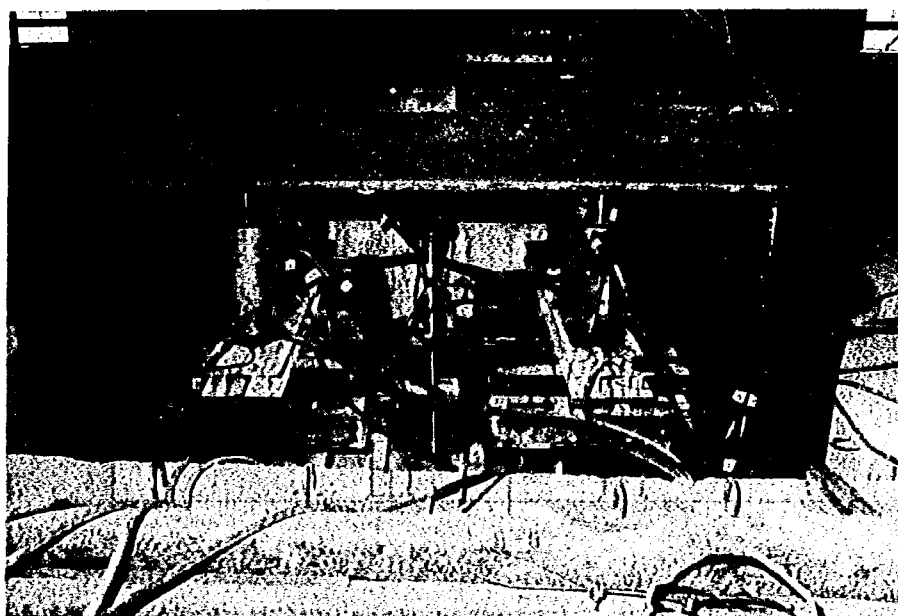
6.2 円形トンネルモデルによる接着型ロックボルトの効果実験

前節の実験モデルは極めて基本的なものであるが、トンネルの場合は閉合された断面となっており、ロックボルトの効果には別の要素が加わるものと考えられる。すなわち、トンネルにおける内空側への変位は必ず円周方向の圧縮変位を伴っており、これは空洞を安定化させるような作用となる。ロックボルトの影響は、この効果を含むような形での実験も必要と考えられる。このため、円形トンネルモデルによる実験を行った(写真- 6.2)。

円形トンネルモデル実験は、トンネル支保工載荷実験装置の一部を利用して、図－6.5に示すように2 m×2 m×0.3 mの地山模型の載荷装置を設けて行った。地山模型の中央にはφ 300 mm のトンネルを模擬した円孔を設け、周辺に種々の配置および長さのロックボルトを設置した(写真－6.3)。供試体の材料は、砂にセメントおよび水ガラスを混ぜ、粘着力を持たせるもので、約2 kg/cm³の一軸圧縮強度が得られるようにした。表－6.3は、実験条件および供試体の材料特性を示す。

表－6.3 実験条件および供試体の材料特性

実験No	ロックボルトの配置				供試体の材料特性				
	長さ方向 ピッチ(cm)	1断面当り の本数(本)	総本数	ボルト の長さ (cm)	γ_t (g/cm ³)	q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (度)	E (kg/cm ²)
1	8.6	11	33	10	1.98	2.03	0.58	32	308
2	8.6	11	33	30	2.01	2.13	0.60	34	241
3	∞	—	0	—	1.99	2.50	0.30	37	331
4	5.5	17	85	10	2.00	2.51	0.70	31	405
5	5.5	17	85	30	1.98	2.28	0.90	27	367
6	3.0	31	279	10	1.96	2.09	0.70	22	276
7	8.6	11	33	10	2.00	2.07	0.56	34	254



写真－6.2 円形トンネルモデル実験状況

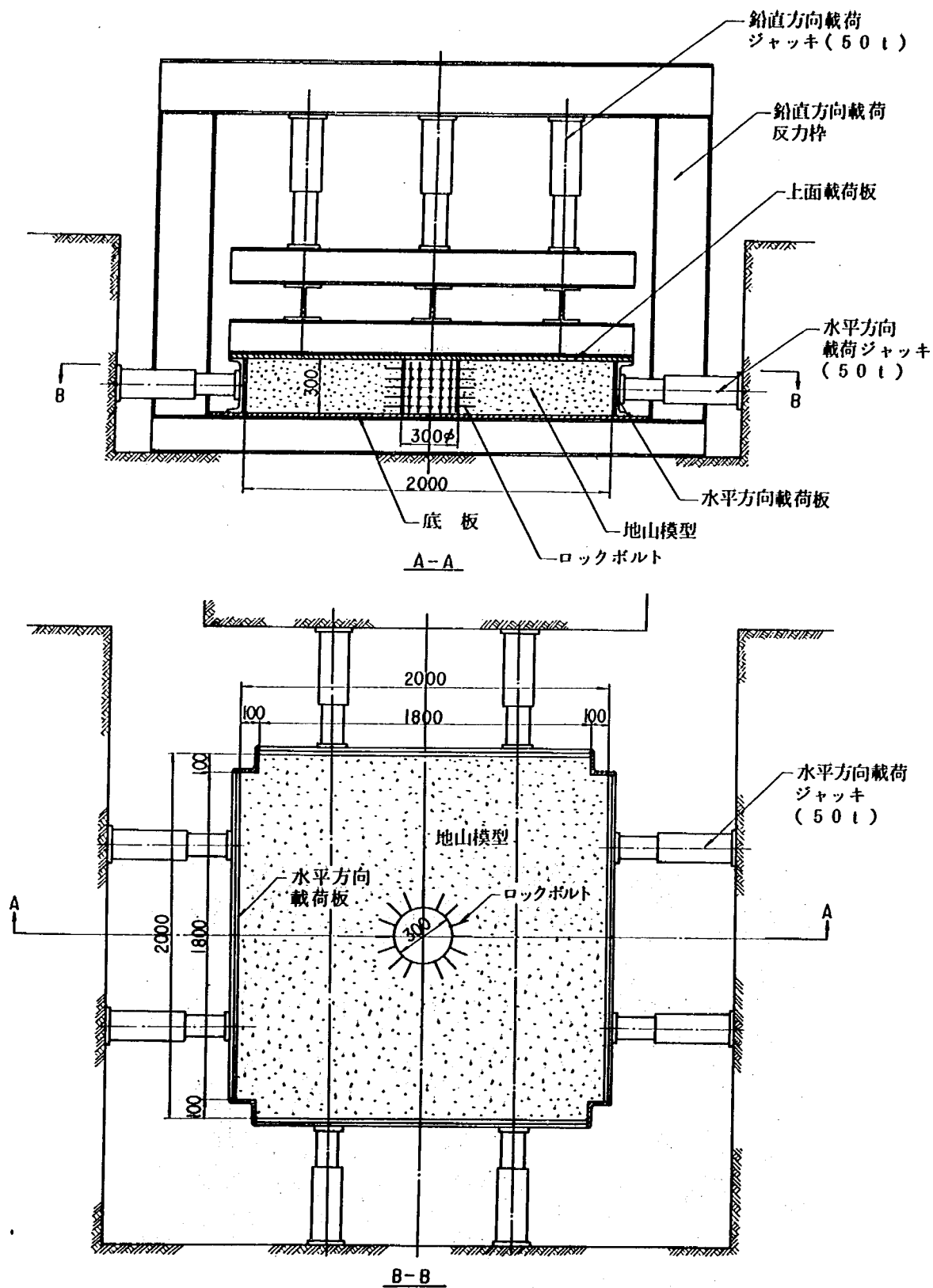


図-6.5 円形トンネルモデル実験装置

载荷は、平面歪状態となるように供試体上方からジャッキで拘束を与え、上载荷板の変位が零となるように制御した。供試体と上下载荷板との間はビニールシートを2重に敷き、中間に油を塗布してできるだけ摩擦が働かないようにした。

実験は、側圧係数 1.0 の状態で行い、2.0 t ピッチで荷重を増加させ、指示計値 8 t / ジャッキ、16、24、32 の各段階でクリープ性状をみるため、30 分～1 時間の定荷重载荷を行った。測定はトンネルの変形、载荷重、载荷板変位について行うとともに、トンネル壁面のクラック等の状態を目視により観察した(写真-6.4)。また、実験終了後には供試体を切断し、 $\phi 3\text{mm}$ の針金による簡易な貫入試験を行い、地山の緩みの状態を調べた。

図-6.6 および図-6.7 に、実験結果を示す。図-6.6 は、荷重とトンネルの内空変位との関係を示すものである。全体的にみれば、

ロックボルトのある方が変位が小さくなっているが、ロックボルトの量との関係を示す明瞭な傾向は必ずしもえられていない。図中の○印は、目視観察により初めてクラックを発見したときの値を示すものであるが、ロックボルトがないときには最も荷重・変位とも小さな時点でクラックが発生している。しかし、クラックの発生は全体的にみると、内空変位が5mm程度($\epsilon = 1.7\%$)に達すると起きるように思われる。図-6.8 に、供試体材料の一軸圧縮試験における応力歪関係を示すが、1.2%程度の歪で降伏しており、クラックが生じる歪はこれよりも若干大きい。ロックボルトの存在の有無、量は、クラックの発生する歪にはあまり影響されず、歪が一定の値に達すると生じると考えてよいようである。

ロックボルトの効果を判定する場合に、何を基準にするかによって考え方は変わると考えられるが、地

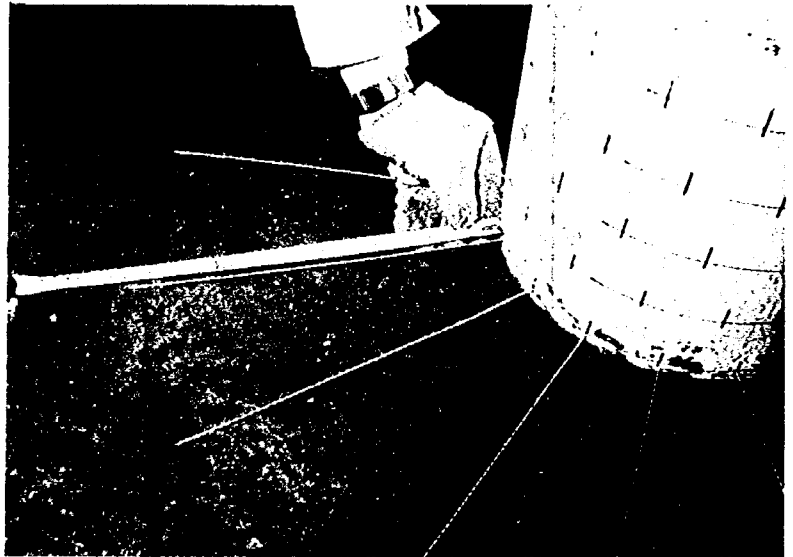


写真-6.3 供試体製作状況 (No.5)



写真-6.4 実験後のトンネル壁面の状況 (No.2)

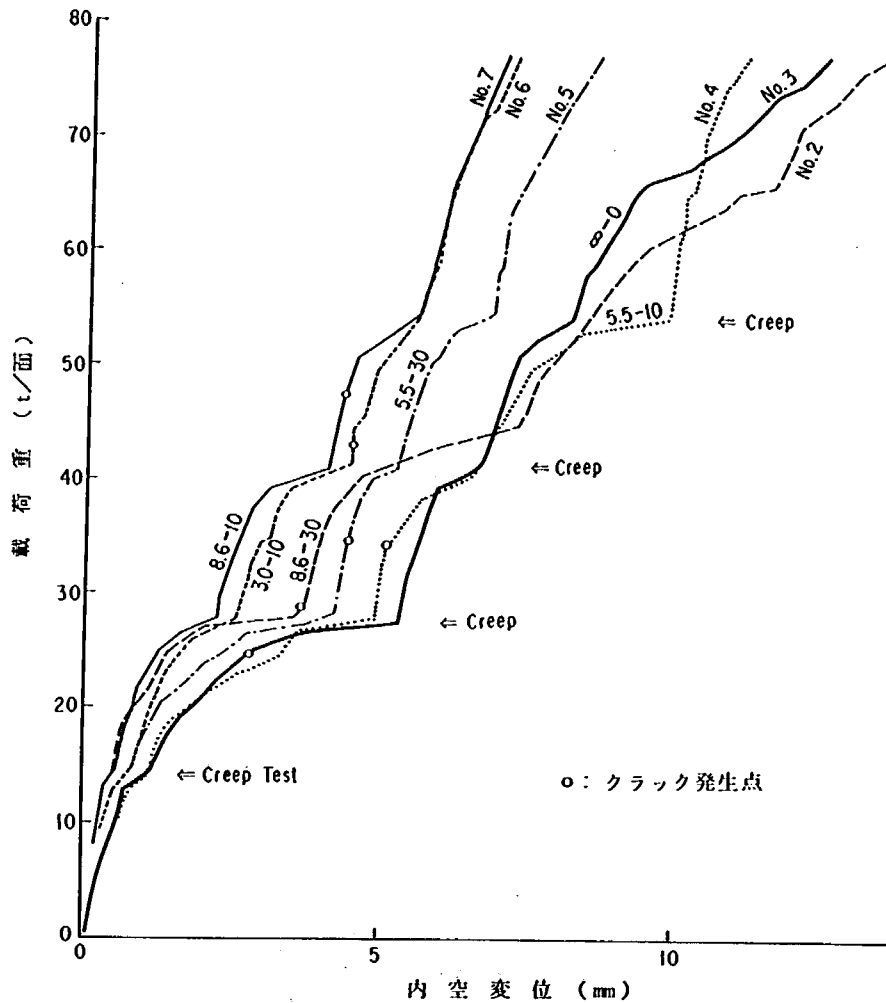


図-6.6 内空変位と載荷重の関係

山応力が同じ場合にロックボルトを用いることによって変位が小さくなるという点からみると、この実験のロックボルトの配置の場合は、最大で50%程度減少させるのにとどまっている。この効果の程度は、応力の大きさによって違い、変形量の差は荷重が大きくなった場合ほど大きくなる。すなわち、トンネルの変形量が大きいほど効果があると、現場では感じられることになる。

一方、変位を一定におさえるという点からみると、ロックボルトを入れた場合の変位一定値における地山応力は、最大でロックボルトのない場合の約2倍程度になっていることがわかる。同じ変位量に押さえようとするならば、ロックボルトを入れることによって約2倍の土被り深さのところまで、トンネルの掘削が可能であることを示している。

しかし、この実験の範囲では、どの場合も、内空変位の大小はあってもトンネルの安定は保たれており、どういう状態を保つことを前提として設計すべきかは、ロックボルトの効果の評価とともに検討すべき重要な問題である。この実験では、重力による直接的な影響は評価できないので、別の検討が必要となる。

図-6.7は、実験後の供試体を切断して、トンネル壁面からの各位置における貫入抵抗を測定した結果である(写真-6.5)。地山の破壊による強度低下領域を示しているものと考えることができる。結果は、

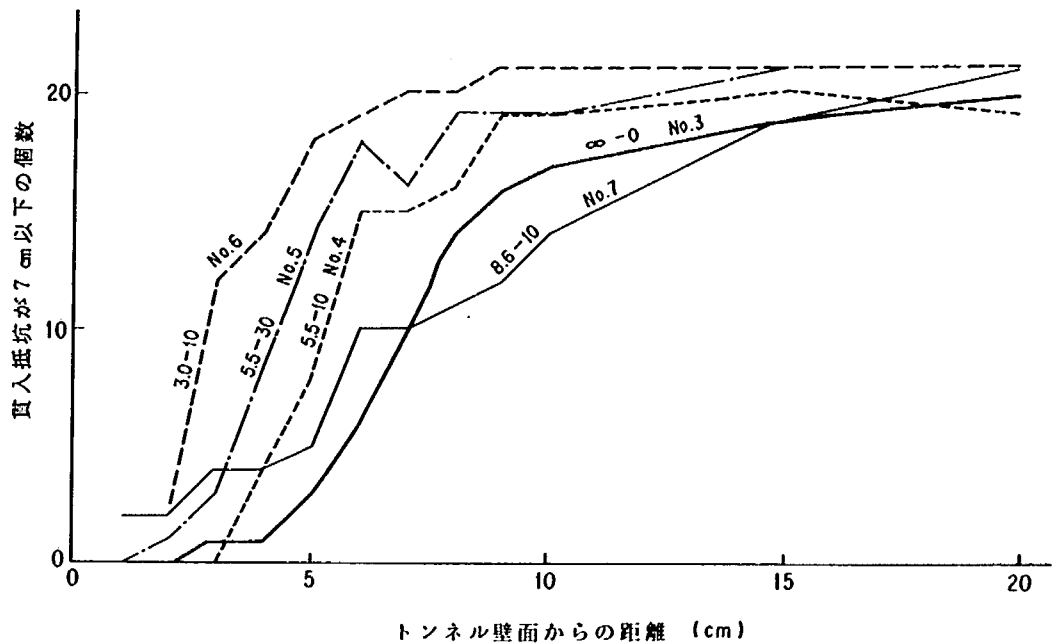


図-6.7 トンネル壁面の緩みの状況

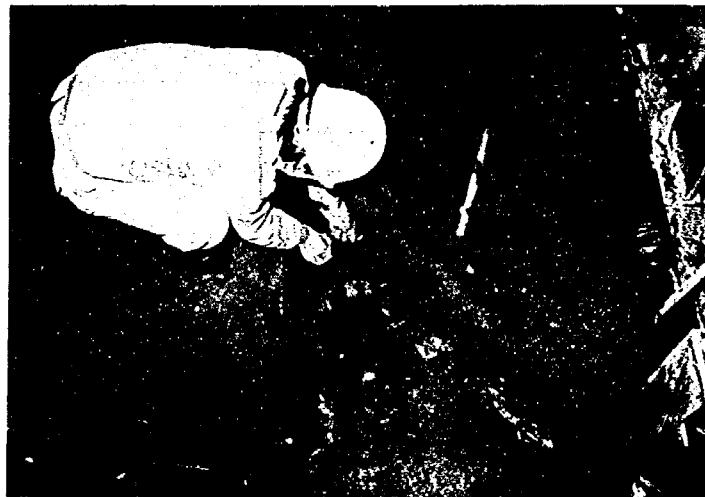


写真-6.5 貫入試験による緩み範囲の測定

ロックボルトの量が多くなるほど、緩み範囲は小さくなる傾向が比較的良好に出てくる。しかし、内空変位と緩み範囲との関係は必ずしも対応が明確でなく、No. 7の実験の結果は特異な結果のようである。これは、供試体の品質を一定に保つことの困難さが原因していることが考えられるが、明確な原因は不明である。

このように、円形トンネルモデルの実験では、実験の数が十分でなく、結論にあいまいさが残るので模型の縮尺を小さくして、より小型の円形トンネルモデルの実験を行った。模型の縮尺を小さくしたのは、供試体を作りやすくし、品質をできるだけ一定とすることを考慮したものである。実験装置は図-6.9に示す通りで、供試体の寸法は60 cm×60 cm×20 cmで、中央に15 cmの円形トンネルを設けるようにしたものである。実験条件および供試体の材料特性は表-6.4に示す通りで、ロックボルトのピ

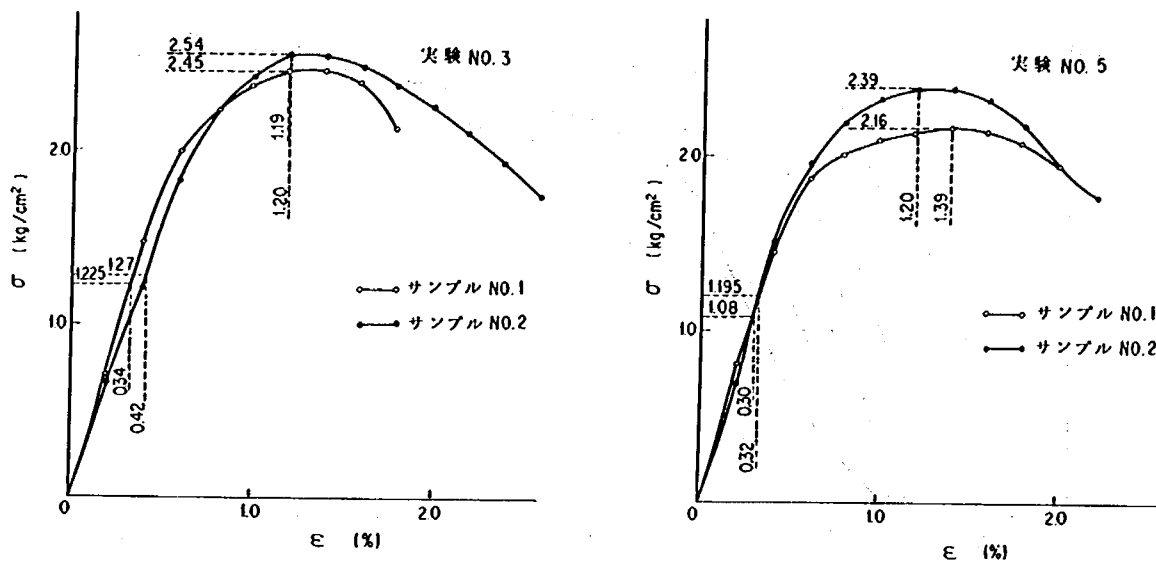


図-6.8 供試体材料の一軸圧縮試験における応力・歪関係の例

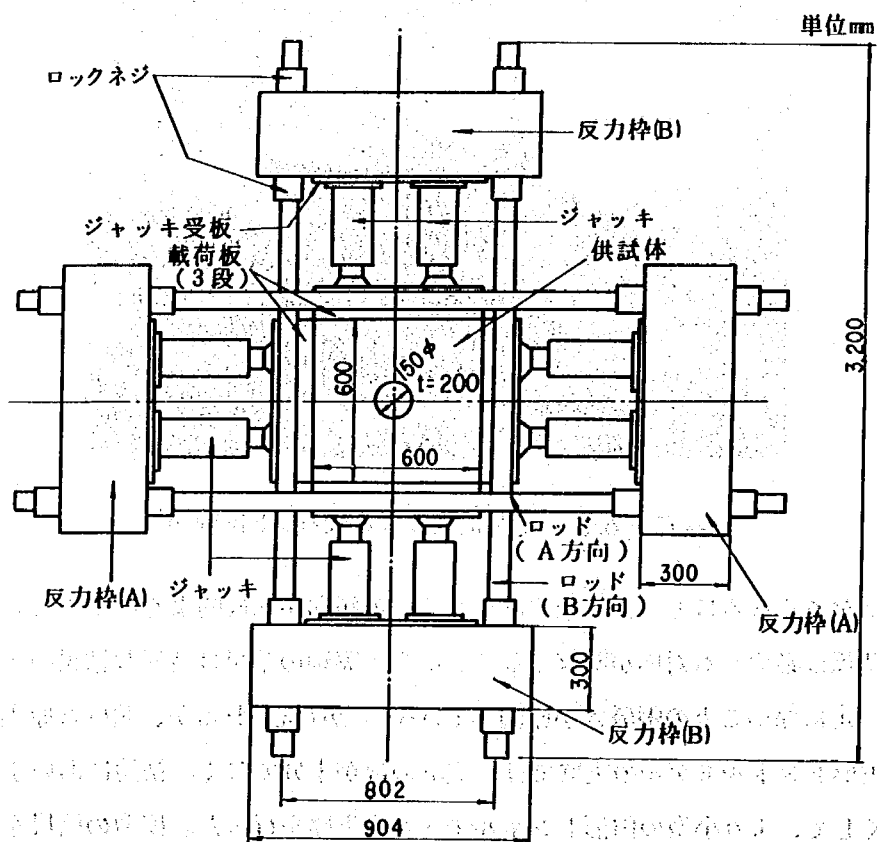


図-6.9 小型円形トンネルモデル実験装置

表-6.4 実験条件および供試体材料特性

実験No	ロックボルトの配置				供試体材料特性
	長さ方向ピッチ	1断面あたり本数	周方向間隔	ボルト長さ	
1	∞	0	-	0	$\gamma_t = 2.06 \text{ g/cm}^3$
2	40 mm	12	39 mm	50 mm	$q_w = 5.20 \text{ kg/cm}^2$
3	20	24	20	50	$E_{50} = 5.2 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$
4	12	40	12	50	$c = 2.2 \text{ kg/cm}^2$
5	40	12	39	100	$\phi = 35^\circ$

ッチは 12 mm、20 mm、40 mm およびロックボルトがない場合の 4 種類、ロックボルトの長さは 50 mm および 100 mm とした。実物のトンネルの直径を 10 m とすると 12 mm は 0.8 m、40 mm は 2.7 m に、ボルト長 100 mm は 6.7 m に相当する。供試体の材料は大型の場合と同様、水ガラスとセメントで粘着力を持たせたものとしたが、一軸圧縮強度は約 2.5 倍のものとした。

実験の結果を、内空変位と载荷重との関係で図-6.10 に示す。実験の結果は、大型モデルの実験の場合とよく似ており、初めにクラックが生じるときの歪は、ロックボルトの有無にあまり影響されず、1.7 % 程度である。実験 No 2 の結果はやや特異であるが、その他の結果はロックボルトの量が増えるに従って、同じ载荷量における変位量が少なくなっている。最も効果のよく現われているのはピッチ 12 mm、長さ 50 mm (直径 10 m のトンネルでピッチ 0.8 m、長さ 3.3 m) の場合である。変形の減少の程度は、荷重レベルにより異なるが、50 % 程度である。大型モデル実験の場合も、最も効果が顕著であったのは、ピッチ 30 mm、長さ 100 mm (直径 10 m のトンネル換算でピッチ 1.0 m、長さ 3.3 m) の場合で同じ傾向を示している。このボルトの配置は、実際のトンネルではピッチが細かく、長さが短い配置と考えられるものであり、ピッチを細かくすることが良好な効果を上げるためには必要であることを示しているものと考えられる。これは、掘削

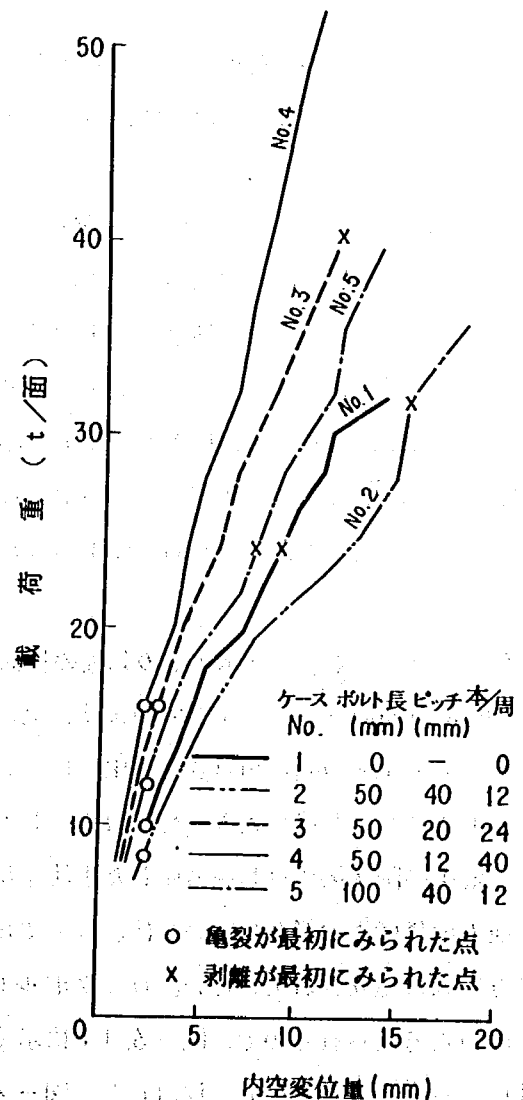


図-6.10 小型円形トンネルモデル実験における内空変位と载荷重の関係

面付近の強度低下を、より完全に防ぐことがトンネルの安定上、有効であることを示唆するものと考えられる。ピッチが40mm(2.7m)程度の配置では、長さを長くしてもあまり効果は上がらないと考えてよいようである。

図-6.10においては、荷重が増加するのに比例して内空変位が増加しており、長さの影響が現われていない。塑性領域の発達と、ボルトの長さとの関係は重要な問題である。この実験では、載荷重10tに対する地山応力は8.33kg/cm²となり、一軸圧縮強度は5.2kg/cm²であるから、載荷重10tに対する応力強度比 p/q_u は1.6(地山強度比0.62)となる。図-2.8を参照して、ロックボルトのない場合の塑性領域を求めると、 $\phi = 35^\circ$ であるから、載荷重50t($p/q_u = 8$)でもトンネル半径程度の塑性領域が発達するにすぎない。図-2.8の $\phi = 30^\circ$ 、 40° の曲線の傾向から、荷重の増加に対して塑性領域の発達が比較的敏感でない特性を持つ供試体材料での実験を行ったことになり、ロックボルトの長さの影響が出にくかったものと考えられる。

大型実験の場合の載荷重10tに対する p/q_u は0.83となるが、実験の最終荷重では6.0であり、計算上はトンネルの半径程度の塑性領域となる。これは、図-6.7からロックボルトの入っていない場合の緩み範囲とほぼ同じである。したがって、ロックボルトを入れることにより、圧縮供試体モデルで示された地山の強度の改善効果が作用し、塑性領域を少なくしていることが明らかである。すなわち、全面接着型のロックボルトでは、地山強度の改善とそれに伴う塑性領域の減少という効果を期待することができる。しかし、地山強度の改善の効果は、圧縮供試体モデルの場合、長さとの比が5程度必要であるのに対し、円型トンネルモデルでは2.5程度でも効果が現われており、使用の仕方によって効果が違ってくることを示唆される。この長さとの関係は、塑性領域になる部分など、ロックボルトが作用する部分での領域で考える必要がある。小型実験のNo.5の場合は、長さとの比は2.5であるが、ボルトの一部は塑性領域外にあるため、効果が少なくなっているものと考えられる。

6.3 計算によるロックボルトの効果の検討

全面接着型のロックボルトの効果は、上に述べた実験の諸結果によれば、地山が一体的に挙動し、地山とロックボルトの間に相対変位が生じにくい状態から、地山が破壊あるいは降伏し、相対変位が大きく生じるようになった後に大きく現われる。したがって、計算によってロックボルトの効果を検討するためには、地山の降伏後の挙動を考慮した手法を用いる必要がある。

地山の降伏後の挙動については、今までに十分に明らかにされておらず、一般的に現象を記述できる構成方程式は確立されていない。ロックボルトの効果の検討では、それ程厳密な地山の挙動の記述は必要としないと考えられるので、図-6.11に示すような、トリリニヤーの応力・歪関係を仮定した有限要素法計算プログラムを開発し、検討した。図-6.11は、図-6.2、6.3に示される応力・歪関係を一般化したものである。

第1降伏点の降伏条件は、Drucker-Prager⁴⁾型を仮定し、

$$\tau_{oct} = k_{oct} + a_{oct} \sigma_{oct} \dots\dots\dots (6.1)$$

を降伏条件とした。ただし、

$$a_{oct} = \frac{2\sqrt{2} \sin \phi}{3 - \sin \phi} \dots\dots\dots (6.2)$$

$$k_{oct} = \frac{\sqrt{2}(1 - \sin \phi)}{3 - \sin \phi} \cdot q_u \dots\dots\dots (6.3)$$

ただし、

ϕ : 地山の内部摩擦角

q_u : 一軸圧縮強度

である。

第2降伏点を含めた第1降伏後の挙動については、一軸圧縮試験における応力歪関係を第1降伏点の位置を基準に平行移動させて用いるという仮定を行った。これは、現在の知見では、降伏後の挙動について一般的なものがないため、簡単のため仮定したものであるが、拘束圧力が大きくなると、第1降伏点と第2降伏点の相対的な差が

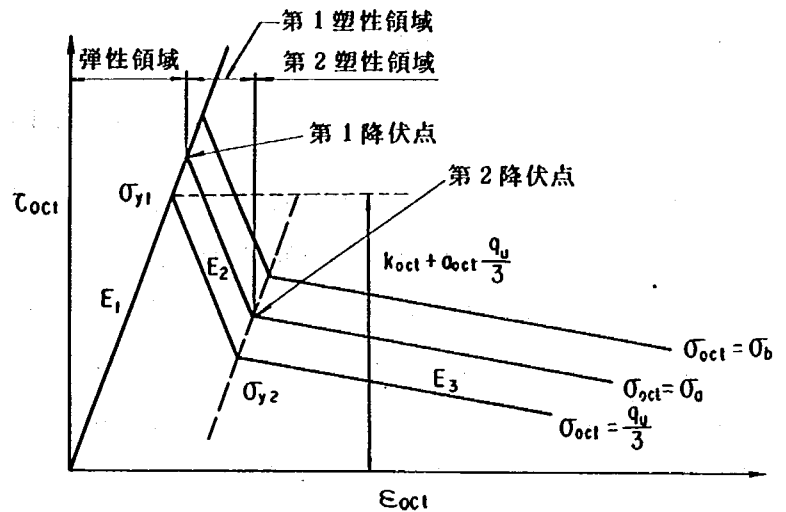


図-6.11 計算に使用した応力歪関係

少なくなり、歪軟化から歪硬化傾向を示すことが知られており、近似的にこの仮定は少なくとも、トンネル壁面近くの拘束圧力の高くない部分では成立すると考えられる。塑性領域に入った場合の手法は、作用荷重を逐次上げるとともに、各荷重段階では割線分割法によった。

計算の対象には、圧縮供試体モデルと類似する箱型モデルおよび円形トンネルモデルに類似する 1/4 円形モデルを選定した。

図-6.12 は、箱型モデルを計算結果とともに示したものであるが、高さ 4 m、幅 2 m の供試体の上面に 20 cm の強制変位荷重を与えるという条件で計算した。ロックボルトの長さは 1.5 m および 1.0 m、ピッチは 1.0 m および 0.5 m とした。境界条件は右側面をローラー、載荷面および底板は固定とした。したがって、圧縮供試体モデルとは条件が違ってくる。計算に使用した地山の特性は、第1降伏強度 $\sigma_{y1} = 100 \text{ kg/cm}^2$ 、第2降伏強度 $\sigma_{y2} = 50 \text{ kg/cm}^2$ 、弾性係数 $E_1 = 5000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_2 = -5000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_3 = -20 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.4$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ とした。図-6.12(a) は、ロックボルトのない状態の塑性領域の発生状況を示すもので、中央の部分に広い塑性領域が発達している。(b) は、ロックボルトのピッチを 1 m とした

ときのものであるが、ロックボルト中間の自由面に面した部分およびロックボルトの背面に塑性領域が発達しているものの、ロックボルトによる拘束によってロックボルトに挟まれた中央部分は降伏が生じない部分が存在している。(c)は、ロックボルトのピッチを0.5 mとしたもので、ロックボルトで挟まれた部分ではほとんど降伏しなくなっている。このモデルの場合、ロックボルトの長さとの比を2程度にすることによっ

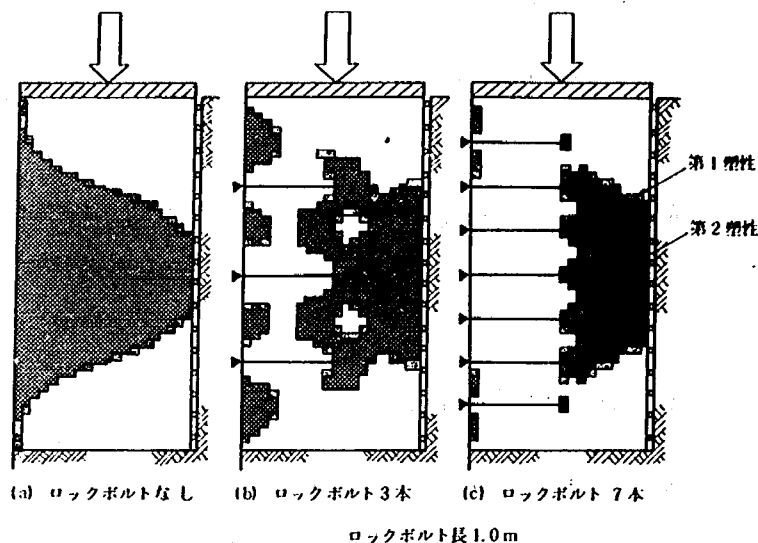


図-6.12 箱型モデルの計算結果

て、塑性領域の発達という点では十分な効果を上げているとみなすことができる。

図-6.13は、箱型モデルの自由面の押出し量を図示したものである。図は、箱型モデルの上半分だけ示している。ロックボルトなしのときの最大の変位量は10 cm程度であるのに対し、ロックボルトが最も多く入っているピッチ0.5 m長さ1.5 mの場合は、約半分の5 cmである。ロックボルトを入れることによって、計算上でも変形を少なくすることができることが示される。図には、ロックボルトの入っている部分の変形が相対的に小さくなっており、ロックボルトが変形をよく拘束していることが示されている。変形量の減少の程度は、円形トンネルモデルの場合の最大値である約半分程度と似ているのは興味深い。

図-6.14は、1/4円形モデルにおける塑性領域の発生状況を示すものである。計算条件は、箱型モデルと同じ物性を持つ地山に計算対象とした3.5 mの正方形の上面、および右側面に100 cmの変位荷重を作用させるものとした。(a)は、ロックボルトのない場合の状態を示すものであるが、4 m程度の塑性領域が生じている。(b)、(c)、(d)はそれぞれロックボルトの長さを1.5 m、2.5 m、5.0 mとした場合の結果であるが、長さ1.5 mのロックボルトでロックボルト間の掘削面の小部分を除いて、塑性領域は発生しなくなっている。ロックボルトの長さは、ロックボルトがないときの塑性領域の範囲以下でも十分な効果があり、ロ

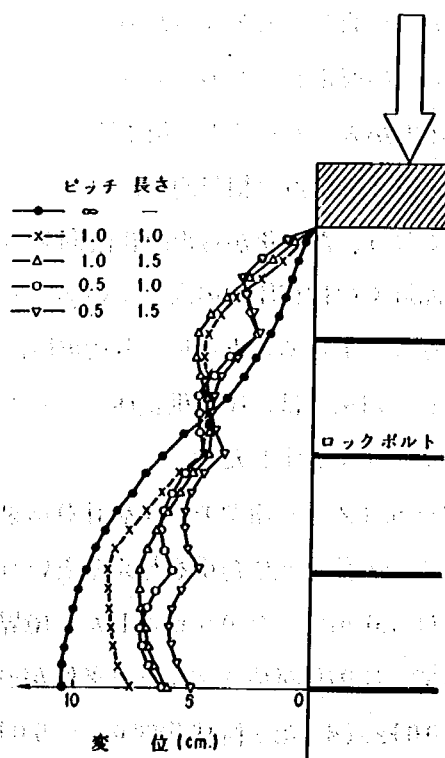
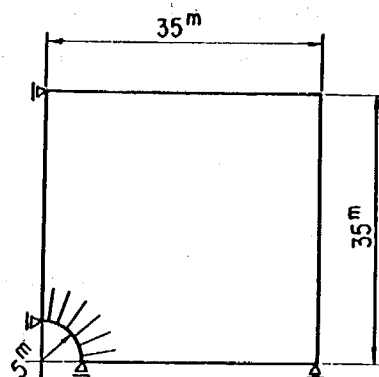


図-6.13 箱型モデル自由面の押出し量

ロックボルトを塑性領域の外側の地山まで入れるという考え方は、必ずしも妥当でないことがわかる。このことは、ロックボルトの長さを長くしてもほとんどロックボルトが短い(b)の場合と差がないことから明らかである。

一方、この場合の内空への押し出し量は、ロックボルトがない場合 140 cm であるが、ロックボルトがある場合はロックボルト長 1.5 m の場合 80 cm、2.5 m の場合 7.7 cm、5 m の場合 7.5 cm となっており、ロックボルトのない場合の変形量の約 60 % の変形が生じている。ロックボルトを長くしても、変形量はあまり影響を受けず、ロックボルトを長くしても効果は上がらないであろうことが示唆される。なお、変形量 140 cm という量は非常に大きな量であり、実際のトンネルではこのような大きな変形は生じえないものと考えられる。このように大きな変位の出た原因は、強度に比べて低目の弾性係数を選んで計算したためである。



計算モデル

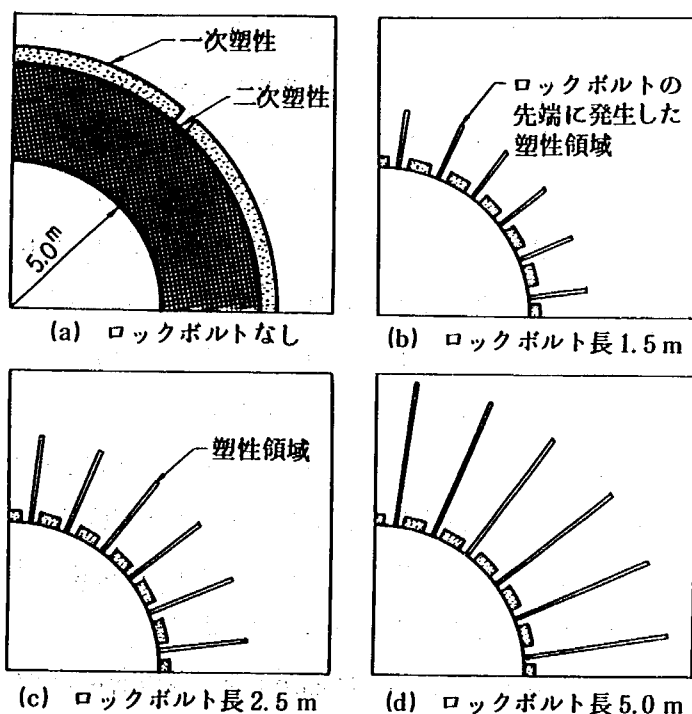


図-6.14 1/4円モデルの計算結果

6.4 接着型ロックボルトの作用効果に関する結論

全面接着型ロックボルトは比較的新しい支保工であり、その作用機構は未解明の点が多い。このため、圧縮供試体モデル、円型トンネルモデルによる模型実験および降伏後の地山強度の低下を考慮した有限要素法による試算によって、全面接着型ロックボルトの地山安定に与える効果を検討した。その結果、全面接着型ロックボルトは、地山の降伏後の強度低下を抑さえ、変形能を増大させる有効な支保工であることを明らかにすることができたが、その詳細は以下の通りである。

(1) 全面接着型ロックボルトの効果

全面接着型ロックボルトの効果は、地山に作用する応力レベルと地山のそれに伴う挙動によって異なり、次のような領域に分けて考えることができる。

(a) 弾性領域における効果

(b) 地山の降伏が生じた後の領域における効果

(c) 地山の降伏が著しく進んだときにおける効果

(a)の効果は、ロックボルトの拘束による側圧としての効果によって地山が3軸応力状態の下に置かれることによる降伏応力と降伏時の歪(変形能)の増加を考えるもので、(b)は地山に破壊が生じた後もロックボルトによって一体性を保って、破壊面に生ずる応力の低下を抑制し、耐荷力が保持されることを考えるものである。(a)と(b)との違いは、地山が破壊する以前か以後かというものであって、ロックボルトを入れた場合はその拘束力が急に低下することはないから、(a)と(b)の境界は明確ではなく、また、本質的には同じ機構による効果である。(c)は、降伏が進行して力学的には一体性が保たれない状態に達しても、ロックボルトが地山の分離脱落を生じさせない効果を考えるものである。

圧縮供試体モデルの実験結果によると(a)、(b)の効果が期待できるロックボルトの配置は、ロックボルトの長さとの比が5程度必要であり、これ以下ではほとんど効果がえられなかった。ロックボルトの長さとの比が5の場合は、降伏後の歪の進行に伴う強度低下が著しく改善された。降伏応力の増加もあるが、これが全面接着型ロックボルトの主要な効果であると考えることができる。

(c)の効果は、ロックボルトの量が少なく、力学的な効果が明瞭でない場合においても存在し、トンネル内への岩塊の分離脱落を防ぐ効果として、實際上重要な意義を持つものと考えられる。

(2) 全面接着型ロックボルトのトンネル安定効果

全面接着型のロックボルトを設けることによって、トンネルの安定性を増加させることができることが、円形トンネルモデルの実験によって確認された。安定性の増加の程度を地山応力(載荷応力)が同じ場合で比較すると、トンネルの内空変位は、最も効果のある場合で1/2程度まで少なくすることができた。この場合のロックボルトの間隔は、径10 mのトンネルに換算して約1 mとなり、ほぼ施工上の限界と考えられるものである。

ロックボルトの長さとの比がトンネルの安定効果に与える影響については必ずしも判然とした結果はえられなかったが、内空変位の減少の程度およびトンネル周辺地山の緩みの程度から判断すると、ロックボルトの間隔が小さい程よい結果をえており、長さを長くしてもその効果を判然ととらえることはできなかった。このことは、掘削面近傍の地山強度の低下をより完全に防ぐことが、トンネルの安定性を増す上で重要であることを示すものである。したがって、前項の検討からわかるように、ロックボルトの効果は地山の降伏後においても有効に保たれるので、ロックボルトの長さは塑性領域外の弾性領域までとどかせる必要はないと判断される。むしろ、ロックボルトは、地山の歪の大きい領域で使用する方が効果的であるから、歪の大きい掘削面に近いところで積極的に用いるのが合理的である。

円形トンネルモデルの場合、ロックボルト打設の効果が現われるロックボルトの長さとの比は2.5程度である。これは、圧縮供試体モデルの場合よりも小さく、ロックボルト軸方向の歪の発生機構の差によってこうなるものと考えられる。ロックボルトの長さとの比は、3以上を保つのが望ましいと判断される。

また、トンネルの壁面にクラックの発生するときの歪は、ロックボルトの有無、量に関係せず歪がほぼ一定のところでは発生しており、壁面におけるクラックの発生は歪量（内空変位量）に主に支配され、ロックボルトを設けることによってクラックの発生する内空変位を大きくすることはできないと考えるのが妥当である。しかし、ロックボルトの間隔が小さい場合は、発生するクラックが細くなる傾向が認められ、これはロックボルトの一つの効果であると考えることができる。さらに、ロックボルトによって壁面にクラックが発生するときの内空変位量をコントロールできないことは、掘削面特に、ロックボルト間の地山の剥離の可能性が内空変位量で支配されることを示しており、許容変形量を考える際の一つの基礎を与えるものであるとともに、肌落ち防止工の重要性を示すものである。すなわち、剥離が生ずる歪は、実験ではほぼ6%と観測されたが、これはこの地山における許容内空変位量の限界を示すものと考えられる。

(3) 全面接着型ロックボルトの設計基準

全面接着型ロックボルトのトンネルの安定効果は、トンネルの掘削に伴う掘削面周辺の応力集中による地山の降伏に際し、降伏後の地山の強度低下を抑制して、ロックボルトが設置されていない場合には、トンネル内に剥離崩落する地山を応力配分上、有効な部材としてトンネルの安定を確保するものであると考えるのが妥当であることが実験により確かめられた。トンネルの設計上、トンネルが安定であるという条件は、まず、第1に地山が崩落しないということであり、また、変位が一定値以下になるということである。地山が崩落しないという条件は最低の条件であるから、これを確保することは当然であるが、変位を一定値以下に保つという条件、すなわち、許容変形量という概念でトンネルの設計を行う方法は、許容変形量が明確でないため設計の基準としては適当でない。実験の結果が示すように、変形が相当に進んだ状態でも、壁面の安定は保たれているとともに、変形量は本質的には初期地山応力と地山の物性に支配されるもので、ロックボルトでコントロールできる量は最大でも50%程度の減少を期待するのには留まると考えられる。したがって、ロックボルトの設計は、変位をコントロールするという考えで行うことは必ずしも適当でなく、地山の一体性が損われない条件は何かを基準にするのが重要であると判断される。地山の一体性が損われない条件として、力学的に強度を保持することを条件とすれば、ロックボルトの長さの間隔との比は3～5以上必要であるという結果となり、強度保持を必ずしも条件付けなければこの値以下でもよいであろうことが実験で示唆された。後者の場合は、分離脱落する岩塊の大きさとの関係でロックボルトの長さの間隔が決まるものと考えられ、これには従来の堅岩に対するロックボルトの設計方法を参考とすることができる。前者については、トンネルの掘削面周辺の地山をどの程度の厚さでロックボルトによって補強し、改善すべきかという問題が生ずる。これについては、地山にどの程度の厚さを取れば一体性のある構造部材として挙動できるかという点、および最終的に生ずる変形がどの程度になり部材としての一体性が失われないかどうかという2つの点から検討しなければならない。構造部材としての一体性のために必要な厚さ（ロックボルトの長さ）は、トンネルの寸法との関連があると考えられるが、実験の結果から直径の1/3程度で十分に一体性をえることができることが明らかとなった。最終的に生ずる歪がどの程

度になるかの検討は初期地山応力をもとに計算による予測が必要と考えられるが、この際のロックボルトで補強された地山の物性は、実験からえられたロックボルトで補強された地山の荷重-変形関係からみて、完全弾塑性体と仮定して行っても妥当性は損わないものと判断される。

(4) 全面接着型ロックボルト支保工の変形特性の評価

トンネルの支保の問題では、掘削面の変位と支保の変位に対する許容量が問題となる。ロックボルトの場合は、鋼アーチ支保工や覆工の場合とは全く異なるので、これらにおける意味とは当然違うが、安定が保たれる限界のトンネル掘削面の変位という点からみると、ロックボルトは許容できる変位量が極めて大きいという特徴がある。これは、ロックボルトを設けることによって、地山の降伏後の変形能力が著しく増大するという特性に基づくものであり、他の支保工に見られないすぐれた特徴である。

参 考 文 献

- 1) Rabcewicz, L. V., "Bolted Support for Tunnels" Water Power, April & May, 1954
- 2) Panek, L. A., "Theory of Model Testing as Applied to Roof Bolting" U.S. BurMines Rept. Invest., 5154, 1956
- Panek, L. A., "Design of Bolting Systems to Reinforce Bedded Mine Roof" U. S. BurMines Rept. Invest., 5155, 1956
- Panek, L. A., "Principles of Reinforcing Bedded Mine Roof with Bolts" U. S. BurMines Rept. Invest., 5156, 1956
- 3) Lang, T. A., "Rock Behaviour and Rock Bolt Support in Large Excavations" Symposium on Underground Power Station, ASCE Power Division, Oct., 1957, New York
- 4) Drucker, D. C. and Prager, W., "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design" Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol. 10, 1952

第7章 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートはロックボルトとともに広く使用され、その作用効果について、種々の考察は加えられているが、地山の支保機能に対する考え方は未だ明確に整理されていないのが実情である。

在来の吹付けコンクリートの作用に対する考え方の代表的なものは、図-7.1に示すようなトンネル天端における三角目による岩塊の落下防止という考え方や図-7.2に示すような剪断による岩塊の移動の防止という観点からとらえているものである。これらの考え方はいずれも着目した岩塊の安定についてのみ検討したものであり、掘削面周辺全体としての安定に着目していない。これらの吹付けコンクリートの効果はロックボルトにおけるランダムボルティングに相当するものであるといえよう。したがって、吹付けコンクリートの効果を検討するに当たっては、従来の研究に基礎を置く岩塊の部分的安定に加えトンネル周辺の岩盤の全体的安定に対する寄与について検討することが必要であると考えられる。ここでは主にこの点についての検討を行った。

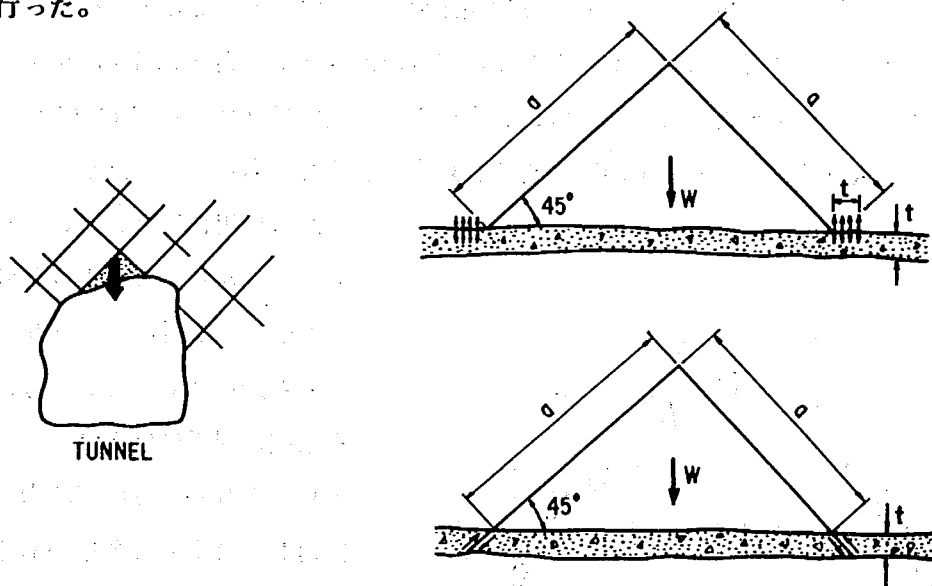


図-7.1 三角目の岩塊の安定に対する吹付けコンクリートの作用 (Cecil, 1970)

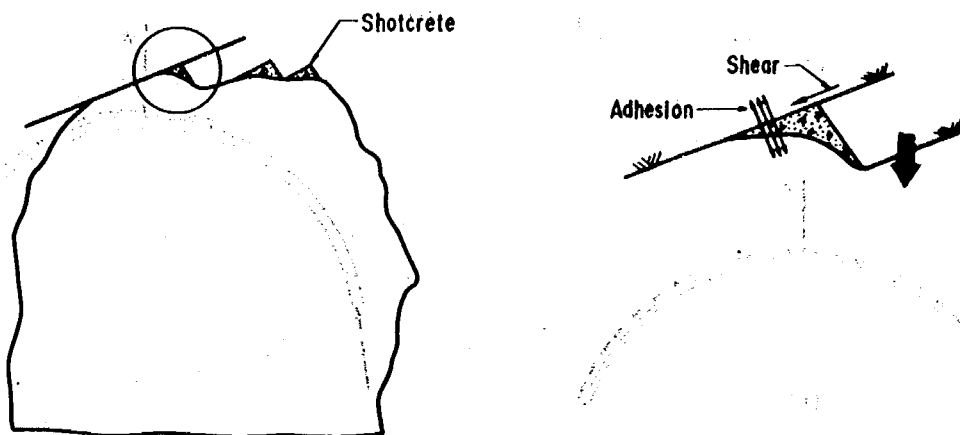


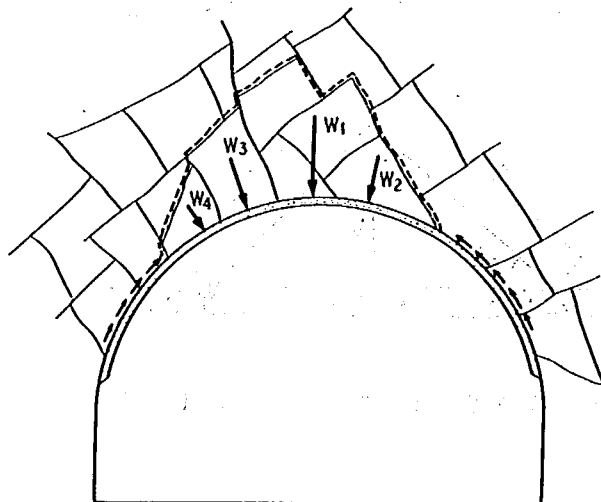
図-7.2 剪断および付着による荷重の伝達 (Mahar,¹⁾)

7.1 吹付けコンクリートの全体安定効果についての検討

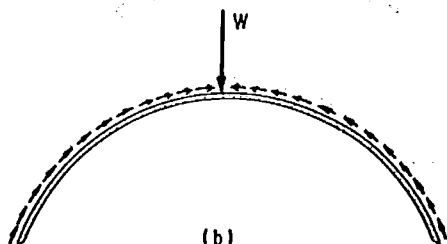
吹付けコンクリートの全体的安定効果のモデルとしては図-7.3に示すような付着力モデルと図-7.4のような軸力モデルを考えることができる。

図-7.3は吹付けコンクリートの端部が拘束されるような状態になっておらず、吹付けコンクリートに生ずる軸力をとることができないような形となっている場合の例である。図(a)の点線で囲まれた部分の岩塊が緩んで、吹付けコンクリートに荷重となって作用すると、この荷重によって吹付けコンクリート中に生ずる軸力は、(b)に示すように地山と吹付けコンクリートの間の剪断力によって支持されなければならない。地山と吹付けコンクリートの間の剪断力の大きさは、地山の強度、吹付けコンクリートの強度、地山の凹凸などによって支配されるが、付着強度として 10 kg/cm があるとすれば、 1 m^2 の付着面積があれば 100 t の軸力を生ずるような荷重を支持できる計算になる。吹付けコンクリート強度を 200 kg/cm とすれば 100 t の軸力に対しては 5 cm の吹付厚さがあれば良いことになる。軸力 100 t の支持能力はほぼH-200鋼アーチ支保工の強度に匹敵するものであり信頼性のある支保工であることになる。どの程度の付着面積がとれるかは状況により異なるが、道路トンネル程度の大きさで、図-2.18に例示した既応の崩壊の例などから考えて、 $3 \sim 4 \text{ m}^2$ とすると、これに整合のとれた吹付けコンクリートの厚さはこれらから $15 \sim 20 \text{ cm}$ 程度となる。吹付けコンクリートの厚さをこれ以上大きくしても意味を持たないことになる。地山の強度

度が低い場合には、低い付着力しかとることができないから、このような機構での効果を考える場合は、吹付けコンクリートの厚さを大きくしても無意味である。一方、このモデルでは緩み領域の周辺には吹付けコンクリートがパンチアウトされるように剪断力が発生するが、これに対しては十分な余裕のあることがCecil¹⁾らにより確かめられている。



(a)



(b)

図-7.3 付着力モデル

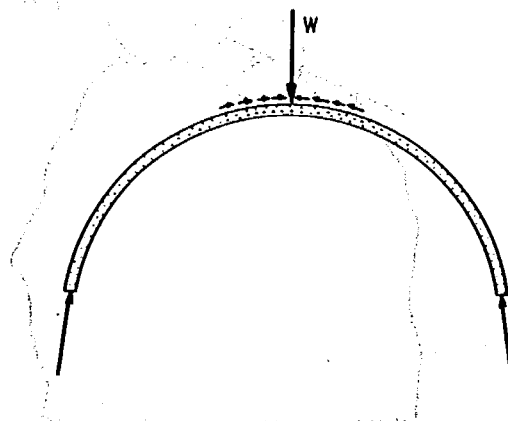


図-7.4 軸力モデル

付着力モデルに対し図-7.4に示すような軸力モデルも考えられる。図-7.3(a)において点線部分で示すような緩み荷重による力は、地山と吹付けコンクリート間の付着力によって支持される他に、吹付けコンクリートが掘削盤面上で接触する部分の反力によって支持されることも考えられる。地山の強度が低く地山と吹付けコンクリート間の付着が十分にとれない場合や吹付けコンクリートの厚さが大きい場合には、結果としてこのような機構が働くものと考えられる。この機構は覆工コンクリートの荷重支持機構と類似である。この種の機構を期待する場合は、軸力に対する反力を確実にとる意味で吹付けコンクリートを掘削盤面上までしっかりと施工することが必要である。しかし、地質が悪い場合には、掘削盤面上でも吹付けコンクリートが支持できる荷重に限度があり、吹付けコンクリートの持つ強度との整合性が悪くなる。このような場合、支持力を考慮して吹付けコンクリートの厚さを一様に厚くしても、全体として有効に強度を使うことができなくなる。地質が悪くなると一般に吹付けコンクリートの厚さを大きくしたいと考えるのが自然であるが、厚さを大きくしても有効に働かない場合が起きる。かかる場合は吹付けコンクリートとするよりも、鋼アーチ支保工や一次巻きコンクリートで対処する方が有利である。吹付けコンクリートが有効に働くのは付着力モデルの場合であり、軸力モデルで考える場合は利用に限界があると考えなければならない。地質の悪い場合に軸力モデルを考える場合は全断面を閉合することが条件となる。

図-7.5は吹付けコンクリートの岩塊相互に対する安定の影響を検討したものである。図においてA、B、Cの岩塊に注目するとする。岩塊A、B、Cには自重による荷重 W の他に、掘削に伴う応力再配分による応力集中に基づく F_t が作用する。いま、Bの岩塊が自重と F_t によるくさび作用のため、図(b)の点線のように移動することを仮定する。Bの移動は図-7.1に示されるような機構で移動が制限されるが、岩塊Bの若干の移動によって、B-A、B-C間に働いていた F_t による力は減少する。すると、この力の減少分はAと吹付け面との付着力によって吹付けコンクリートに伝達され、この力はBを超えて岩塊Cに伝達させる。すなわち、吹付けコンクリートは緩んだ岩塊を超えて接線方向の応力を伝達する機能を有する。この応力の伝達は岩塊A、Cと吹付けコンクリートの付着力によってなされるから吹付けコンクリートの厚さは、この付着力とバランスのとれたものでなければならない。付着面積が 1 m^2 程度と仮定すれば、先に検討したように付着強度を 10 kg/cm とすると 5 cm 程度の厚さとなりここで考えているような力の橋渡しは可能である。また、もし吹付けコンクリートがなく岩塊Bが脱落したとすると、岩塊A、Cは続いて脱落して全体としての崩壊につながることになる。したがって岩塊Bはアーチにおけるキーストーンのような働きをすることになり、吹付けコンクリートは効果的にキーストーンの脱落を防止し、地山の中における節理等の欠陥

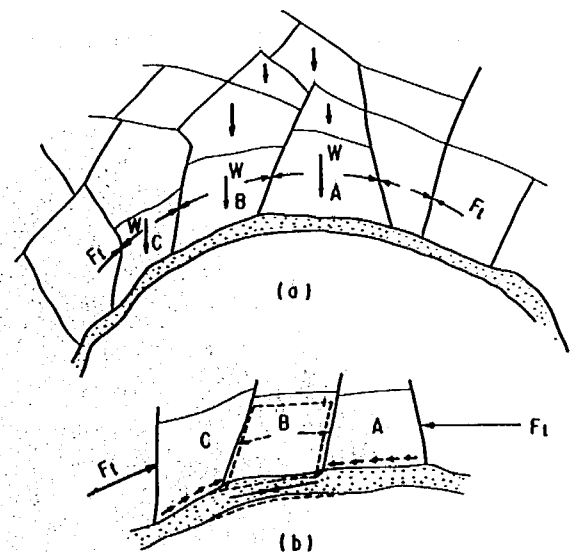


図-7.5 岩塊相互の安定に対する吹付けコンクリートの効果

を補ってトンネル全体の安定を保つ機能を持つといえる。これはトンネル断面を閉合しない場合の吹付けコンクリートの最も基本的な機能と考えて良いであろう。図-7.5で岩塊Bのパンチアウトに対する検討が必要であるが、これに対しては一般的に余裕がある。

図-7.6は膨張性地山など掘削面の変形が顕著で吹付けコンクリートを閉合する場合の吹付けコンクリートの挙動を示すものである。このような場合は、トンネル断面は通常円形であり掘削面の半径方向変位 Δa が生じると吹付けコンクリートの平均歪 ϵ_s は

$$\epsilon_s = \frac{\Delta a}{a} \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

で与えられる。吹付けコンクリートに生ずる応力は吹付けコンクリートの厚さに関係しなくなる。もちろん、吹付けコンクリートが地山に与える内圧効果は、吹付けコンクリートの厚さに比例して大きくなるから、地山が安定するにあたっての掘削面の変位は少なくなる。しかし図-2.12、2.13などから明らかなように、吹付けコンクリートの内圧効果によって変位を制限できる例は、初期地山応力の比較的小さい場合に限られる。地山を安定させるために掘削面の変位をある程度許容しなければならないような場合は、吹付けコンクリートの厚さを緩み荷重に釣合することができる最小の厚さとするのが一般に合理的である。もし、いたずらに厚さを大きくしても写真-7.1に示すような吹付けコンク

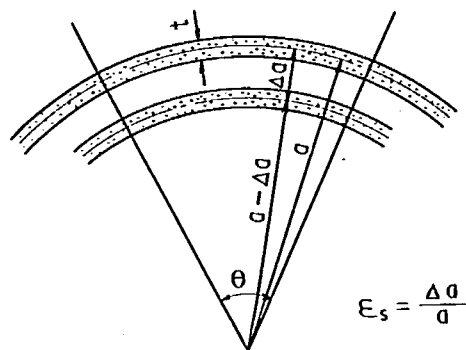


図-7.6 膨張性が顕著な場合の吹付けコンクリートの挙動

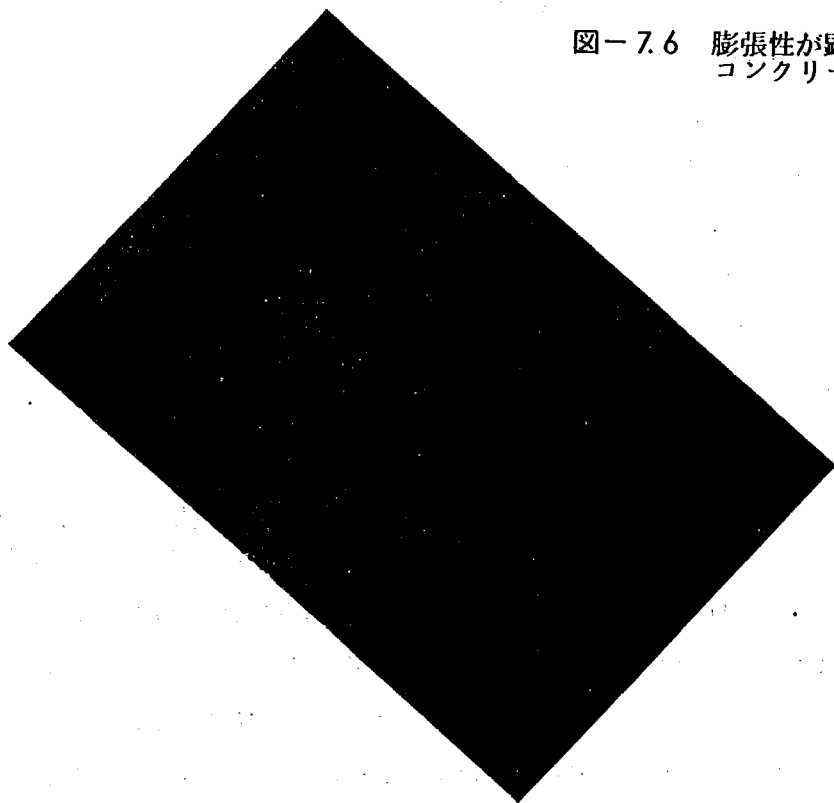


写真-7.1 吹付けコンクリートの剥離

リートの剥離が生じるのみで、施工上の安全性を損うことになる。

掘削面の変位が大きいことが見込まれる場合は図-7.7のように吹付けコンクリートを掘削面全面に吹付けずに、スリット状に一部分を吹付けずにおき、変形をこの部分で吸収することが行われる。この場合にスリットが相互に密着しないとして、吹付けコンクリートに生じる力は、図に示すように、吹付けコンクリートと地山との間の剪断力であり、この剪断力が積分された形として吹付けコンクリートに軸力が生ずる。この結果 s が大きすぎれば、スリットの近くでは吹付けコンクリートと地山との間では剥離が生じる可能性がある。したがって、剥離を防止するにはスリットを設ける間隔あるいは1ブロックとする吹付けコンクリートの長さ l は制限されることになる。この場合吹付けコンクリートに生じる最大軸力 N は、吹付けコンクリートと地山との間の剥離が生ぜず、剪断力は吹付けコンクリートの両端で最大、中央で0の三角形分布をすると仮定すると

$$N = \frac{\tau_s \cdot l}{4} \dots\dots\dots (7.2)$$

となる。 τ_s は吹付けコンクリートと地山との間の剪断力であるが、吹付けコンクリートの強度と地山の強度が関係する。著しい膨張の生じるような場合は地山の強度が低いから、主として地山の強度に支配されることになるであろう。いま仮に $\tau_s = 50 \text{ t/m}^2$ 、 $l = 6 \text{ m}$ と仮定すると N は 75 t/m となる。この軸力に対して必要な吹付けコンクリートの厚さは強度を 200 kg/cm^2 と仮定すると

$$t = \frac{75,000}{200 \times 100} = 3.75 \text{ cm} \dots\dots\dots (7.3)$$

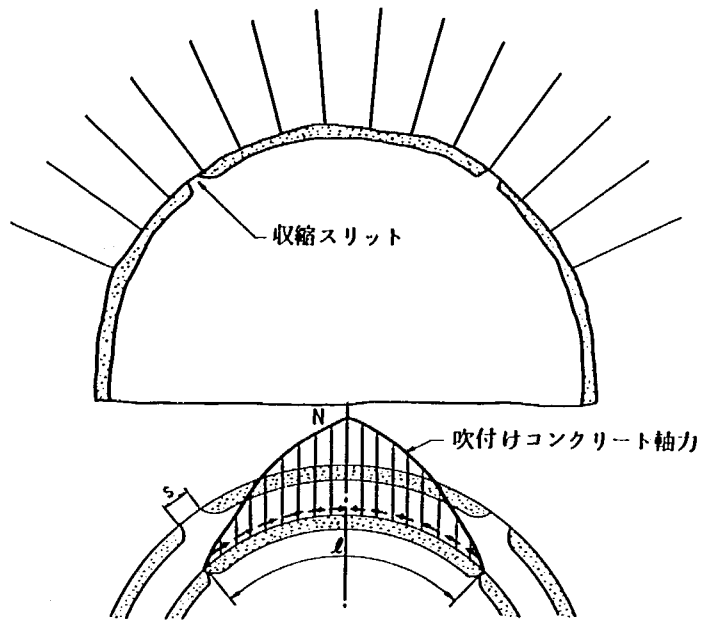


図-7.7 収縮スリットを設けた吹付けコンクリートの挙動

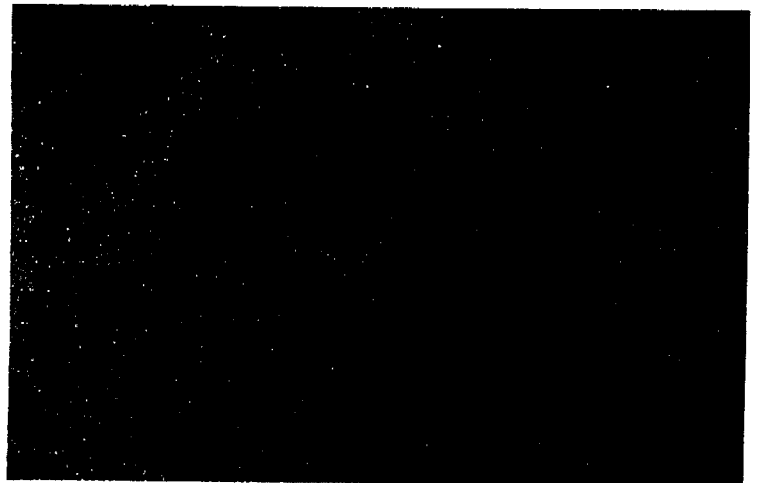


写真-7.2 収縮スリット

となる。したがって、スリットの閉合によって吹付けコンクリートに荷重に釣合う付加的な軸力の発生を期待しない限り吹付けコンクリートの厚さは比較的薄いもので良いことがわかる。膨張性の地質など地質が悪い場合は厚さを大きくしたいと考えるが、強度が低いほどこのような作用を期待した吹付けコンクリートの厚さは薄くて良いということになる。

膨張性の地山において収縮スリットを設けた吹付けコンクリートの使い方は、膨張により緩んだ地山の崩落を防止することを効果として期待すべきで、それは膨張を制限する効果を期待するには前述したように困難が伴い適当でないことが多い。膨張を制限することおよび全体的な安定を確保する効果を期待するには、むしろロックボルトを主体として用いた方が効果がある。吹付けコンクリートはロックボルト間の地山の肌落ち防止工的な性格が大きいと考えた方が合理的な設計が可能である。なぜならば、この場合吹付けコンクリートには本格的な軸力を導入する必要があるし、図-7.7のように自己釣合い作用はないから、吹付けコンクリートを鋼アーチ支保工のように使うか、または閉合する必要があるからである。

吹付けコンクリートには、付着力モデルと軸力モデルが考えられることを示したが、トンネルの全体的な安定効果に対してはコンクリート覆工と同様な軸力モデルで表わされる利用法が適する。しかし、この場合には基本的に覆工コンクリートに同じであるから経済性に問題があるし、また吹付けコンクリートが地山の変形に対して追従するにも限界があるから、吹付けコンクリートの利点を十分に利用することはできない。一方、付着力モデルで表わされる利用法は、吹付けコンクリートの作用の基本を地山と吹付けコンクリートの付着力に依存しているために、付着強度に支配されて、期待できる効果には限度がある。すなわち、吹付けコンクリートの厚さを大きくしても大きい効果を得ることはできない。むしろ、厚さを大きくすることは有害であることもある。吹付けコンクリートの厚さには限度があると考えが必要があり、その厚さは、検討したようにそう大きなものではない。地山の強度が小さくなれば、付着力は低くなるから有効に利用できる吹付けコンクリートの厚さは少なくなるという結果となる。一方地山強度が小さい地山では、作用する荷重に対し期待できる反力は小さいから、吹付けコンクリートだけでトンネル全体の安定を得るのは困難となり、ロックボルトの併用等の対策を考えなければならない。

吹付けコンクリートの付着力モデルによる効果は図-7.1、7.2あるいは7.4のように局部的な領域に限られる。しかし、局部の安定が保たれれば荷重に対し相互にせり持って地山強度が十分であれば全体の安定が得られるということになる。ただしこれが成立するのは、トンネルスパンに対し大塊状に地山が挙動できる場合に限られ、節理の間隔が小さく、小さなブロック状になっているものあるいは片岩のように層状に強い異方性を有する地山の場合は吹付けコンクリートだけでは必ずしも大塊状をなす局部的安定が得られることは保証できにくいから全体の安定が確実に保たれることにはならない。したがって、局部的な安定とともに全体としての安定に対する考慮が必要である。トンネルの断面が大きくなると吹付けコンクリートのみではなく、ロックボルトとの併用が行われるが、これはこのことの反映である。

どの程度のトンネルの大きさまで吹付けコンクリートのみで良いかという問題は、図-7.3の点線で示す緩み範囲がどの程度におよぶかということと緩み荷重による反力を付着力でとることのできる部分の長さがどれだけ期待できるかということに関係してくるがこれに対する知見は少ない。吹付けコンクリート

は緩みの防止に極めて効果的であるから、Terzaghi の緩み高よりも小さくなる。

吹付けコンクリートの作用効果の1つとして凹凸を埋めることによる応力集中の緩和を考える場合があるが、これも含めて吹付けコンクリートの作用は表面に及ぼすことができるのみで、地山内部に対する効果は間接的なものである。また、吹付けコンクリートの効果は付着に基づくものであるから、これはトンネルの大きさに関係しない要因であり、トンネルの大きさが大きくなると相対的に効果は少なくなると考えなければならない。

吹付けコンクリートの厚さは付着力との整合性からすると比較的薄いもので良いが、その最小厚さは、吹付けコンクリートの部材単体としての強度を考慮して決めることが必要である。特にロックボルト間の地山の肌落ちの防止の場合にはこの点が大切である。強度の大きい地山に良好に付着した吹付けコンクリートは薄い場合でも地山と一体となって効果を上げることができるが、地山の強度が低く、地山と吹付けコンクリートの弾性係数の差が大きい場合には、地山と吹付けコンクリートが一体として挙動することにはならず、吹付けコンクリートといえども変形に対する追随性が問題となる。このような場合には吹付けコンクリートが単体として破壊されないような強度を持つことが必要であり、特にねばりが要求される。ロックボルトのアンカープレートの付近では特に図-6.13に現われるような局部的な変形を伴うことが少なくなく、吹付けコンクリートがこのような変形に追随するのは困難である場合が多い。全面接着型ロックボルトのアンカーの取付け方については、吹付けコンクリートに対する影響という点からも検討が必要である。吹付けコンクリートの単体としての強度から必要な厚さは、実績から考えて、溶接金鋼を入れた場合で7~10cmと考えるのが適当である。

7.2 吹付けコンクリートの作用機構に関する結論

吹付けコンクリートは凹凸のある掘削面にコンクリートが吹付けられただけの単純な構造であるが、その挙動は地山の特性、掘削面の凹凸、吹付けコンクリートの使い方などにより異なる。従来の吹付けコンクリートの地山支持機構についての検討は、3角目のパンチアウトあるいは凹凸面を埋めることにより応力集中の緩和など局部的な安定機構について行われている程度である。そこで、局部的な安定機構に加えて、トンネル全体としての安定効果について検討した。吹付けコンクリートの作用は種々考えられる効果が複合的に作用し、複雑であり、種々考えられる効果を分離することはむずかしいが、ここでは、全体安定に対する基本的機構を付着力モデル、軸力モデルに分けて検討し、現在の吹付けコンクリートの使われ方と現場での実績に基づき、これらの作用効果と設計の問題に対する総合的な考察を行い、吹付けコンクリートの設計の考え方を示した。その結果、吹付けコンクリートの最大の特徴は荷重の伝達を地山との付着力によって行うことができることであり、設計にあたってはこの特徴を十分生かすことが合理的であることを明らかにしたが、その詳細は次の通りである。

(1) 吹付けコンクリートのトンネル全体としての安定機構

吹付けコンクリートのトンネル安定機構としては、第1義的に従来から指摘されている掘削面の岩塊の局部的な脱落の防止、すなわち肌落ち防止的な作用があるが、これが積分された形での力あるい

は緩み荷重が作用した場合の力がどのように地山に伝達されるかについての検討も必要である。このための力学モデルとして付着力モデルおよび軸力モデルを考え作用機構を検討した。その結果、付着力モデルで安定を考える場合の効果は、地山と吹付けコンクリート間の付着力の大きさに制限され、吹付けコンクリートの厚さは一定限度以上大きくしても意味がなくなることおよびその厚さは現在一般に使用されているものより薄いもので良いと考えられることが明らかとなった。軸力モデルは、地山と吹付けコンクリートの間の付着力が十分に得られず、吹付けコンクリートに生ずる軸力を覆工コンクリートの場合と同様に脚部の支持力によって伝達するものであるが、このようなモデルを考えなければならない場合の支持力は十分でないことが多く、厚さを大きくしなければならないなど経済的な吹付けコンクリートの使い方ではなくなる。このような状況における吹付けコンクリートは閉合することを前提として用いられなければならない。したがって、閉合を前提とする場合を除いて、吹付けコンクリートは地山との付着力との関連で用いる必要があり、吹付け厚さの決定には付着力を考慮する必要がある。

(2) 膨張性地山における吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは膨張性地山の支保工としてロックボルトとともに用いられるが、この場合の挙動について検討した。膨張性の著しい場合、付着力モデルでは、吹付けコンクリートに生ずる歪は掘削面の変位のみ左右され、吹付けコンクリートの厚さに無関係である。吹付けコンクリートを閉合し、かつ厚さを大きくするなど、軸力モデルとして作用させる場合には、内圧効果によって膨張量を多少は制限できるが、初期地山応力が小さい場合以外は、その効果は小さく、吹付けコンクリートの厚さを大きくしても意味がない場合が多い。このため、膨張性の著しい場合、収縮スリットを設けた吹付け構造が用いられるが、この場合に必要な吹付け厚さは付着力の考察から大きなものである必要がないことが指摘できる。特に、この場合は地山と吹付けコンクリートの剥離が生じないようにすることが大切で、このためには収縮スリットを短い間隔で配置する必要があり、必然的に吹付けコンクリートの厚さは小さくなる。従来、膨張量が大きい場合には大きな吹付け厚さを採用する傾向が認められるが、これは適切でないことが指摘できる。収縮スリットを設ける場合の吹付けコンクリートはロックボルトの肌落ち防止工であると位置付けることが妥当である。

(3) 吹付けコンクリートを単独で用いた場合の適用の限界

吹付けコンクリートを付着力モデルとして適用する場合、期待できる支持力は付着力と付着長さに支配されることになる。付着長さはトンネルの幅に比例して増加するのみであるが、Terzaghi のような緩み荷重を考える場合、荷重は幅の2乗で比例するので、吹付けコンクリートで支持できるトンネル幅には限界が生じることになる。この限界は地質条件が悪くなると急に小さくなるので、吹付けコンクリートはロックボルトと併用するか、軸力モデルとして使用する必要が生ずる。實際上トンネルの断面が大きくなると吹付けコンクリート単独での使用例が少ないのはこのことを裏付けるものであ

(4) 吹付けコンクリートの局部安定効果

吹付けコンクリートの地山局部の安定効果としてパンチアウトの防止による効果が考えられているが、局部安定効果の機構として、トンネル掘削面に生ずる集中応力の橋渡し作用のモデル(図-7.5)を考えた。その作用によって、掘削面の応力の再配分が円滑となり、岩塊の脱落を防止して、掘削面周辺の地山をトンネルの安定に対し有効な部材として作用させる。パンチアウトの防止効果とともにキーストーン効果をもたらす基本的作用であると考えることができる。

参 考 文 献

- 1) Mahar, J.W. et al., "Shotcrete Practice in Underground Construction" Univ. Illinois, August, 1975

第8章 結 論

トンネルの支保構造物の設計は、構造力学的な設計手法の採用になじまず、経験的な手法が用いられているのが実情である。支保構造物の合理的な設計のためには、トンネルの掘削に伴う周辺地山の挙動と支保構造物の力学的な特性を把握し、地山の挙動と支保構造物の特性とが整合のとれたものとする必要がある。このため、本報告では、第2章においてトンネルの掘削に伴うトンネル周辺地山の挙動について検討し、第4章～第7章で鋼アーチ支保工、コンクリート覆工、ロックボルト、吹付けコンクリートの特性を実験的および理論的に検討した。鋼アーチ支保工およびコンクリート覆工の力学的な特性を把握するための実験では、この種の多点載荷実験で問題となる荷重と変位の相互作用を除去するように特別に開発した支保工載荷実験装置を用いた。支保工載荷実験装置は、支保工の変位に独立に一定の荷重形状を保ったまま載荷できる荷重制御型の実験装置である。

各支保工の力学的特性として得られた結論は、各章の結論に詳細に示す通りであるが、本章では主要な結論を再掲し、合わせて、これらの結論を総合して、支保工の選択基準および各支保工の設計の基本的考え方を以下に結論としてまとめる。

8.1 鋼アーチ支保工の特性

鋼アーチ支保工は、パッキングによって地山との密着がはかれれば、その最終的な耐荷力は、荷重形状の影響をあまり受けず、安定した強度が得られるすぐれた支保工であることを明らかにすることができたが、主な力学的特徴は次の通りである。

- (1) 鋼アーチ支保工は、軸線と偏心して、支承部および拱頂継手部にヒンジを有する3ヒンジアーチとして構造を表現することができる。しかし、生ずる曲げモーメントは偏心距離に大きく影響され、また、実際の現場では偏心距離すなわち基礎と底板との接触状況および拱頂継手の接触の状況を一定に保つことは困難なので、構造物としては非常に不明確な特性を持つと考えなければならない。
- (2) しかし、地山によって変形が拘束されると拘束点（パッキング点）には受働荷重がアーチとしての荷重のバランスを保つように効果的に発生し、全体の安定が保たれる。この受働荷重は支承条件や継手の条件が変化しても安定した値が得られ、支保工には全体にわたってほぼ一様な軸力が発生する。すなわち、曲げモーメントは受働荷重によってキャンセルされるようになり、支保工の荷重は軸力状態で支持されることになる。
- (3) したがって、最終的な耐荷力は荷重形状の影響をあまり受けず、極端な偏荷重が作用した場合でも、最も大きな耐荷力が得られる荷重形状（PW荷重）に対して80％程度の耐荷力が得られる。
- (4) 以上のことから、鋼アーチ支保工の設計を行う場合に、構造的に曖昧さが存在する中で、複雑な設計を算を行う意味はなく、図-4.3.1に示されるようにアーチ部材の単位長さあたりの鋼重を用いて強度を評価するのが实际的である。
- (5) また逆に、支保工に生ずる応力の測定値から作用荷重を求めようとするのは極めて困難である。

- (6) 鋼アーチ支保工の耐荷力は軸線の形状、拱頂継手の構造によって若干の影響を受ける。最も有利な構造は拱頂部に直線部がなく、拱頂継手にV字形の間隙を持たせたものである。
- (7) 鋼アーチ支保工の破壊時の変形は40～70mm程度で比較的少ない。したがって、膨張性地質に対しての適用には十分な留意が必要である。

8.2 コンクリート覆工の特性

コンクリート覆工も鋼アーチ支保工の場合と同様に、安定した耐荷力を有する信頼性の高い構造物であることが確認されたが、主な力学的な特徴は次の通りである。

- (1) 無筋コンクリート覆工の耐荷力は、覆工の厚さに比例して増加する。荷重の形状による耐荷力の差は少なく、極端な偏荷重が作用した場合でも理想的な荷重（一様荷重）の80％程度の値が得られ、安定した強度が確保される。
- (2) しかし、偏荷重が作用した場合のクラックの発生は避けられず、このクラックは最終耐荷力の1/10程度の荷重で発生する。耐荷力の点からは曲げクラックの発生は問題とすることはない。
- (3) コンクリート覆工の破壊時の変位は非常に小さく、一様荷重の場合で2～3cm、偏荷重の場合でも4～5cmである。したがって、膨張性地質の場合には、地山の変位について十分な留意が必要である。
- (4) 拱頂部の覆工厚さの不足は、覆工の弱点となり、強度の低下は避けられないが、裏込め注入を行うことによって強度低下をある程度防ぐことができることが明らかにされ、裏込めの重要性が確認された。
- (5) 覆工を1次覆工と2次覆工に分けて打設したときの強度は、1回で打設したときと同程度か大きい。したがって、覆工を2回に分けて打設しても強度的には支障がない。
- (6) 鋼アーチ支保工を覆工に埋め込んだ場合の強度は、各々の耐荷力から期待されるものよりも増大する。特に偏荷重の場合に効果が大きく、荷重パターンの違いによる耐荷力の差を小さくするように働く。
- (7) 覆工をブロック状としても強度は低下せず、むしろ偏荷重が作用する場合には強度が増加する傾向が認められる。

8.3 全面接着型ロックボルトの作用効果

ロックボルトのうち未解明な点が多く残されている全面接着型ロックボルトについて、その作用効果を中心に検討を行った。その主な結果は次の通りである。

- (1) 全面接着型ロックボルトの主要な効果は、地山の降伏後の強度低下を抑え、変形能を増大させることにあると考えることができる。
- (2) この効果を期待するためには、ロックボルトの長さとの比は、直立した壁面の場合で5程度、円形トンネルの場合で2.5程度以上とする必要がある。
- (3) 降伏後の強度低下を防ぐなどの力学的な改善効果が得られないような粗なロックボルトの配置でも、

ロックボルトは破壊分離した岩塊の脱落を防止する効果がある。

- (4) トンネルの安定のために必要なロックボルトの長さは、直径の $1/3$ 程度で十分な効果が認められた。また、ロックボルトを長くしても必ずしも効果は認められない場合がある。
- (5) トンネルの掘削面にクラックあるいは剥離が生ずるときの変位量は、ロックボルトの量と無関係であることが認められる。したがって、掘削面の剥離等の防止は、ロックボルトの変位の抑制効果によって達成する必要がある。
- (6) しかし、ロックボルトによる変位の抑制効果には限界があり、剥離等を制御できない場合がある。
- (7) 一方、ロックボルトを用いることによって、地山としての一体性を保ったまま大きな変形を許容することができるようになり、これは、他の支保工が持たないロックボルトのすぐれた特徴である。

8.4 吹付けコンクリートの作用機構

吹付けコンクリートは単純な構造であるが、その作用機構は種々の効果が複合的に作用し複雑である。従来の岩塊のパンチアウト等に対する局部的な安定効果に加えて、トンネル全体に対する安定効果を、作用機構をモデル化することにより検討した。その主な結果は次の通りである。

- (1) 吹付けコンクリートの全体としての安定機構は、付着力モデルと軸力モデルに分けて考えることができるが、吹付けコンクリートは付着力モデルの範囲で使用するのが合理的であり、また経済的である。
- (2) 付着力モデルで必要とする吹付け厚さは現在一般的に用いられているものよりも薄いもので良いものと考えられる。
- (3) 付着力が十分に得られない場合は軸力モデルとして使用されなければならないが、これには断面を閉合することが必要である。
- (4) 断面を閉合した場合の、吹付けコンクリートの変形に対する能力は、コンクリート覆工の場合と同様であり、対応できる変形量は極めて小さい。したがって、膨張の可能性のある場合の用い方としては、適当でない。
- (5) 膨張性のある場合は、収縮スリット構造を設けて用いる必要があるが、この場合は、肌落ち防止としての効果のみを期待するのが適当であり、全体的な安定のためにはロックボルトを用いる必要がある。
- (6) 収縮スリット構造を伴う吹付けコンクリートの吹付け厚さは薄いもので良く、地山の状態が悪いからといって厚い吹付け厚を用いるのは適当でない。

8.5 支保工の選定基準

以上にまとめたように、各支保工はそれぞれ固有の特性を持っており、使用にあたっては、それぞれの特徴を生かして、単独にあるいは組合せて用いられなければならない。これを決定するのは、トンネルの掘削に伴う地山の挙動であり、第2章で検討した地山挙動との関連のもとに選定基準をとりまとめる。

トンネルの支保工の目的は、掘削された空間を保持することである。トンネル空間を保持するということとは、まず第一に崩壊を防ぐということであり、さらに掘削面の変形が進行しないようにすることである。場合によっては変形量を一定値以下に保つことが要求される。このうち何を条件として支保工の設計を行うべきかは、地山の特性と応力状態および対応できる支保構造、施工性、経済性によって必然的に決まる問題である。たとえば、高い地山応力状態において大きな膨張量が予測される場合に、膨張量を一定以下に押さえるような設計は困難であり、施工性は犠牲にしても膨張を許すような設計としなければならないし、押出し量が少ないと予測される場合は変位を抑さえるような設計を行うことも考えられる。

表-8.1は再配分応力と地山強度との関係および地質の状態を基に各支保工の適用の考え方を示したもので、選択可能な支保工が重複してある場合は、トンネルの規模、地質変化の状況、施工体制、経済性から選択することになる。表の考え方の基本は、第2章で検討したトンネル掘削に伴う地山の挙動と第4章～第7章で検討した各支保構造物の挙動との整合性を主として変位に着目してとるようにしたことである。すなわち、トンネルの掘削によって生じる掘削面の変位は、主として初期地山応力と地山の特性によって支配され、この変形を抑制しようとしたときに、鋼アーチ支保工等の支保構造に生ずる力は、その耐荷力を大幅に超えるのが一般的であって、変形に対抗するような支保工の設計は特別の場合を除いて成り立たない。したがって、問題のある変位が生ずるか否かによって支保の選択は区分けして考える必要がある。変位が問題になるか否かは再配分応力と地山強度との関係を目安とすることができ、再配分応力が地山強度より小さい場合は変形が問題となるようなことはないと考えることができる。この場合は緩み荷重のみが支保工の設計対象となる。緩み荷重のみが問題となる場合は、ここで検討したいずれの支保工も適用可能であるがマッシュなもの、大塊状のものでは、肌落ち防止が主目的であるから、地山との密着性の問題から鋼アーチ支保工は適していない。

再配分応力が地山強度を超えると支保構造との整合性で問題が出る可能性が生じてくる。この場合は、初期地山応力が小さい場合と初期地山応力が大きい場合に分けて考える必要がある。すなわち、初期地山応力が小さい場合は、支保構造の耐荷力によって変形を抑制できる可能性が残されているため、剛な構造での支保の設計が可能であるが、初期地山応力が大きい場合は、支保の耐荷力の限界を超えるため、変形を許容する設計を行わなければならない。初期地山応力の大きい小さいの区別は、地山の特性によって当然変るが、コンクリート覆工の内圧効果として実質的に可能な値は 100 t/m^2 程度であるから、図-2.12, 13を参照してせいぜい初期地山応力 500 t/m^2 程度であろう。内部摩擦角が小さい粘性土あるいは破碎帯などでは、限界の値は小さくなると考えなければならない。鋼アーチ支保工の耐荷力は低いので、この場合に荷重に対抗するには一次覆工あるいは“ドンツキ工法”と併用することが条件となる。また、吹付けコンクリートを用いる場合は軸力モデルが可能となる使い方、すなわち断面を閉合するなどの使い方を要する必要がある。

初期地山応力が大きい場合は変形を許容した設計を行わざるをえない。変形の大きさは内部摩擦角 ϕ によって大きく左右されるので ϕ の大小によって分けて考えるのが便利である。 ϕ の大小は 20° 程度を境として考えることができる。 ϕ が大きい場合は塑性領域の拡がり方が小さく安定性のうえで有利なのに対し、

表-8.1 支保工の選定基準（道路トンネル規模の場合）

再配分応力と地山強度との関係 および地質		支保工の設計に 考慮すべき項目	鋼アーチ支保工	ロックボルト	吹付けコンクリート	コンクリート覆工	
地山強度＞再配分応力	節理の発達が少なくマッシュ プなもの	施工に伴う部分的な岩塊のゆるみ （浮き石）	不 適	ランダムボルティング	肌落防止程度の簡易な 吹付け	力学的意味では不要	
	節理の発達しているもの	緩み荷重	適	パターンボルティング （ 先端定着型 ） （ 全面接着型 ）	適 断面が大きい場合はロ ックボルトの併用が必要	適	
地山強度＜再配分応力	初期地山応力の小さい場合 （土被りの浅い場合）	φの比較的大きい場合	緩み荷重 （土圧）	適	自立性があればパター ンボルティング （全面接着型）	自立性があれば適 断面が大きい場合は、 ロックボルトとの併用	土圧に耐える構造とし て設計可能
		φの小さい場合	緩み荷重 + 変位条件	変位が50 mm程度以下 の場合は適	パターンボルティング （全面接着型）	適 ロックボルトとの併用 または軸力モデル	同 上
	初期地山応力の大きい場合	φの比較的大きい場合	緩み荷重 + 変位条件	可縮支保工などが必要 となる	同 上	適 収縮スリット構造。付 着モデル、ロックボルト の肌落防止工的性格	変形が収束した段階で 施工することが必要。 許容できる変位は1% 程度
		φの小さい場合	変位条件 + （緩み荷重）	変位が大きいのが一般 的なので追随性が不足 し不適	同 上	同 上	可縮構造覆工

ϕ が小さい場合は塑性領域の拡がり方が大きく、変位も大きくなる。鋼アーチ支保工は使用に適さず、用いる場合は可縮構造の鋼アーチ支保工としなければならない。 ϕ が小さい場合は可縮支保工の対応限界を超えることも考慮する必要がある。 ϕ が小さい場合は短時間の自立性は得られるので、鋼アーチ支保工は必ずしも必要でない場合が多い。変形を許容しなければならない場合の支保としては、第6章の検討から明らかなようにロックボルトが最も適している。ロックボルトは、地山の降伏後の強度低下を抑制し、地山の一体性を保ったままでの変形を可能にする。ロックボルトを用いる場合にはロックボルト間の地山の肌落ち防止が重要であるが、収縮スリット構造を持つ吹付けコンクリートによってこれを行うことができる。変位が大きい場合に用いられる吹付けコンクリートは肌落ち防止工としての設計を行うことが必要である。内巻きとしてコンクリート覆工を施工する場合は、施工時期を選んで行わなければならない。コンクリート覆工の許容変形量は実験の結果が示すように極めて小さいことを留意し、残留変形量と内圧効果との関係あるいは、覆工に可縮性を持たせるなどの検討を行う必要がある。

以上に主として変位との関係から各支保工の選択について述べたが、緩み荷重のみを対象とする場合は、変位を考慮する必要がないので、できるだけ地山を緩ませることのない支保工を用いるのが望ましい。この意味では吹付けコンクリートが最も適している。鋼アーチ支保工では、パッキング作業を完全に行うには難があるので、緩み防止という点では不利であるが、自立時間が短い場合は、これによらざるをえない場合が多く、また、施工速度や経済性がすぐれている場合もある。また、緩み荷重が問題となる場合は、その上限は鋼アーチ支保工およびコンクリート覆工の耐荷力で対応できる程度のものであり、従来の荷重を仮定した設計法を適用しても実用的に問題はない。

これに対し、ロックボルトと吹付けコンクリートはトンネルの安定機構のうえから地山の緩みを防止し、地山の持つ強度を有効に利用することのできるすぐれた支保であるとともに、表からわかるように適用範囲も広くすぐれた支保工である。特に、この2つを組合せることによってすぐれた効果を上げることができるものであり、施工法の改善が進めば現在の鋼アーチ支保工に替る支保工として広く使用されるようになるものと判断される。

8.6 支保工の設計の基本的考え方

前節において地山挙動との関連のもとに各支保工の選択基準を明らかにした。また、各支保工の挙動の詳細については、各章の結論および本章の前半にとりまとめたとおりであるが、これらを踏まえて、具体的な設計を行う際の基本的な考え方について以下にまとめる。

(1) 鋼アーチ支保工

鋼アーチ支保工の設計法としては、第4章で述べたように Proctor & White の設計があるが、荷重推定の困難さを考慮すると細かい設計を行ってもあまり意味を持つものではない。実験の結果は、部材の種類や線形などにより若干の強度の変化はあるが、図-4.3.1に示すように強度はほぼアーチリブの単位長さあたりの重量に比例すると考えて良いので、これにより支保工の使用量を決定して良い。偏荷重が作用した場合でも耐荷力の減少の程度は少なく、作用荷重の不正確さを考慮すると、特に荷

重の分布を意識する必要はないものと考えられる。むしろ施工にあたっては受働荷重が十分にとれるようブロッキングを完全に行うことが必要である。また、偏圧が作用するのは坑口部であるから、受働荷重が十分に取れるだけの土被りを確保したうえで施工することが大切である。鋼アーチ支保工の耐荷力に対する安全率は通常2が用いられている(トンネル標準示方書(山岳編)、土木学会)。トンネル断面の大きさが変わった場合の耐荷力は、トンネルの幅に比例させて、補正を行うことができる。

変位に対する検討が必要な場合は、道路トンネル程度の断面に対する鋼アーチ支保工の破壊時の変形は大きくても50mm程度であることを考慮して設計しなければならない。先に検討したように変位に対しては可縮支保工が必要となるが、既存の可縮支保工の重量は30kg/m程度であり、道路トンネル程度の大きさの断面に対する緩み荷重を支持するのに十分な強度を有しておらず単独での使用は問題であるとともに、緩み荷重に対して可縮性を持たせることは適当でない。

(2) コンクリート覆工

覆工の設計は鋼アーチ支保工の場合と同様に作用荷重の不明確さから詳細な設計々算はあまり意味を持たない。第5章に詳述した実験の結果からわかるように、覆工の強度は図-5.11のように覆工厚さにはほぼ比例して増加する。この図から、覆工の耐荷力は通常想定される緩み荷重に対しては十分な値を持つことが明らかである。したがって、緩み荷重を問題とする場合は覆工の厚さは施工性、耐久性などの要因から決定される。

覆工が破壊される場合は膨張性を有する地山の場合である。覆工の破壊時の変形は道路トンネル断面程度の大きさで数cm以下であり、変形に対する追随性は極めて悪い。変形を問題にしなければならない場合は、施工時期を考慮し残留の変形が許容の変形以内になることを検討しなければならない。

この検討は地山の特性を十分に把握した上で行わなければならないので、現状の知見ではやや困難を伴うが、第2章で述べた方法、あるいはFEM解析を用いることができる。現場における内空変位の測定結果は重要な資料である。覆工構造の違いによる覆工の挙動の詳細は第5章の結論に示した通りであり、土被りの浅い場合など荷重を仮定することができる場合は詳細な検討を行って設計することが望ましい。また、覆工の安定した強度を確保するためには、地山との密着が要件であり、必要な場合は裏込めを行うことが重要である。

(3) ロックボルト

ロックボルトは硬岩から軟岩さらに土砂に至る広い範囲で適用可能である。ロックボルトの作用効果は硬岩における場合と軟岩における場合とでは異なるので、分けて取扱う必要がある。硬岩の場合については、Rabciewicz、Langらによって提案されている方法がある。軟岩の場合については、種々の提案があるものの未解決の問題が多く作用効果ないし設計法が確立される状況に至っていない。そこで、軟岩を対象とした全面接着型ロックボルトについて実験ならびに試算により検討した。その結果、全面接着型ロックボルトの効果は、降伏後の地山強度の低下を抑制し、地山の一体性を保ったままのままで大きな変位を可能にすることおよび力学的な改善効果を伴わなくても岩塊の分離脱落を防ぐ作用

があることを明らかにした。この結果に基づき軟岩に対する全面接着型ロックボルトの設計について取りまとめると次のようになる。

(a) ロックボルトの長さとの関係

全面接着型ロックボルトが地山強度の改善の意味で効果をあげるための条件は、ロックボルトの長さを L 、間隔を P とすると、 L/P は

$$L/P \geq 2.5 \sim 5 \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

が必要である。トンネルでは一般的に $L/P \geq 3$ 程度と考えられるが、高さの高い直な側壁の部分では $L/P \geq 5$ が必要と考えられる。

(b) ロックボルトの長さ

ロックボルトの長さを決定する要因は、掘削面の安定をどういう状態で保つべきかという問題と関係する。すなわち、掘削面の変位を一定限度以下に抑さえるという基準によるのか、あるいは変位、塑性領域の発生という点は考慮せず最終的に掘削面の崩壊が生じなければ良いと考えるかによって変わってくると考えられる。トンネルの掘削面の安定のレベルには第2章で検討したように種々の状態がある。どの状態で設計すべきかは重要な問題で、経済性やトンネルの品質の問題とも関係すると思われる。すなわち、経済的には最も少ない材料および工程でトンネルの安定が保たれば良いことになるが、これによりトンネル周辺に塑性状態の領域が形成されれば、水の影響等による強度の劣化を起す可能性を残すことになり、将来の安定に問題を残すおそれがある。一方、塑性領域が生じないような設計は地山強度や初期地山応力によっては不可能な場合もある。したがって、どの条件によって設計を考えるべきかは、地質条件やトンネルのおかれた条件によって判断しなければならず、一概にロックボルトの長さを決めることはできない。しかし、一般的条件としては、力学的な一体性を保つに必要な条件を満足させることであると考えることができる。実験の結果によると直径の $1/3$ 程度の長さをとれば、構造体として十分な一体性を得られることが示されている。一応この程度の長さを目標として設計するのが望ましいと考えられる。

一方、実験の結果から剥離が生ずるときの歪はロックボルトの有無によってあまり影響されないことが示され、剥離を生じさせないためには変形を制御することが必要となる。ロックボルトの変形の抑制効果に大きな期待をすることはできないが、抑制が可能な程度の初期地山応力の場合であれば、剥離を生じない程度の変形におさめるようにロックボルトを設計することが望ましい。この場合は試算によって変形量の検討を行う必要が出てくる。しかし、ロックボルトの長さをただ単に長くすれば効果があがるというものではないことを実験および試算の結果は示しており、間隔との関連で検討する必要がある。ロックボルトは歪の大きい掘削面の近くで用いるのが効果的である。

初期地山応力が大きく、変形を剥離が起きる限界の中におさめることができない場合は、剥離が生じた地山の安定を考えなければならない。剥離を生じた地山は、力学的不連続面が挙動を支配する地山としての性格を持つようになるから、緩んだ部分に対する重力の直接的影響が問題となる。この間

題は堅岩に対するロックボルトの効果と同様であり、堅岩に対するロックボルトの設計法を準用することができるものと考えられる。

(c) 全面接着式ロックボルトの効果の予測モデル

ロックボルトの設計においては、長さの決定などにおいてロックボルトの効果を実測する必要がある場合が生じてくる。ロックボルトの効果の予測の方法としては、FEM解析が多く用いられる。FEM解析において、ロックボルトのモデル化にはロックボルトを棒要素として表現する方法あるいは地山と物性を違えた要素として表現する方法など各種のモデルが用いられている。実験の結果から、ロックボルトの効果の予測にあたっては、地山の降伏後の強度低下を表現できるようにすることが必要であることが示唆される。通常行われる平面歪問題としてのFEM解析ではロックボルトの効果が強調されることになり、的確なモデル化は検討すべき点が多い。ロックボルトで補強された地山の荷重-変形曲線から考えるとロックボルトの効果の試算にあたっては、ロックボルトで補強された地山を完全弾塑性体と仮定しても差支えないものと考えられる。ただし、この場合は、力学的な一体性を得ることができるようにロックボルトが配置されていることが前提となる。この場合の降伏応力はロックボルトが与えることのできる拘束応力から考えて、地山の強度そのものを用いて良いものと判断される。

(4) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートの作用機構については第7章において検討したように、種々の作用が複合されて効果を出しているため、設計を明確に行うことができにくい性格を持っており、実績に基づく経験的な設計手法が用いられているのが実情である。しかし、第7章で検討したように吹付けコンクリートのトンネル全体に対する安定機構は付着力モデルと軸力モデルに分けて考えることができ、吹付けコンクリートを合理的に利用するためには、付着力モデルが有効な範囲で設計を行うことが適当であることを指摘した。ここでは、付着力モデルに基づく設計について取扱う。

付着力モデルでは、地山の支持を付着力に依存するので、吹付けコンクリートと地山との間の付着力の評価が問題である。このためには、地山と吹付けコンクリートの間の付着強度を知るとともに、付着部分となる周辺の長さを知る必要がある。しかし、付着部分がどのようなになるかは、崩壊事例などからおおよその見当はつくものの、状況によって変化するものと考えられ、予想することは困難である。したがって、モデル化が必要となるが、最大の軸力を与えるモデルとして図-7.7と同様のモデルを考えると、吹付けコンクリートの厚さ t は次式を目安とすることができる。

$$t = \frac{1}{4} \cdot \frac{\tau_s}{\sigma_s} \cdot \ell \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

ただし、 τ_s : 地山と吹付けコンクリートの付着強度

σ_s : 吹付けコンクリートの圧縮強度

ℓ : 吹付けコンクリートの周辺長

この式で求められた吹付けコンクリートの厚さは有効に働く最大の厚さを与えるものであり、地山

の状態が良く岩塊相互の縫い合わせのみで、全体としての安定効果を考えなくて良い場合には、この式によらず分離脱落の可能性のある岩塊を想定してのパンチングに対する検討から求めることも考えられるが、これに対する厚さは薄いもので良い。また、式からわかるように、有効な厚さは r_0 によって支配されることになるから、地山の強度が低い場合は吹付けコンクリートの厚さは薄くて良いという結果となってしまう。もし、緩み荷重から想定される軸力がこの厚さで支持できるものより大きい場合は付着力モデルでの吹付けコンクリートの設計は適当でなく、断面を閉合して軸力モデルとして使うなどの対策が必要となる。

また、吹付けコンクリートの厚さは、施工性と単体として必要な強度を確保するための厚さを検討して定めることも必要である。

吹付けコンクリートは肌落ち防止工として使用されることも多いが、膨張性地山など軸歪を伴う場合の吹付けコンクリートの変形能は覆工コンクリートとほぼ同じ程度であり、この点を留意して設計することが必要である。

第9章 ま と め

在来のトンネルの支保工の設計は、一般の地上の構造物と同様に、荷重を仮定してその荷重に対して支保工が安定であるか否かという点から進められていた。しかし、実際には仮定する荷重の把握が極めて困難であるため、設計検討という途中の過程を省略して、地山の状態から経験を基に直接支保工の量を決定する手法が一般に使用されてきた。地山条件の把握が困難な地下構造にあたっては、このような取り扱いが止むを得ない面があるが、より合理的な設計を行い、安全性、信頼性、経済性の高いものにする努力が必要である。

支保構造物の合理的な設計のためには、トンネルの掘削による地山応力の再配分とそれに伴う掘削面周辺の地山の安定問題並びに安定に与える支保工の効果という一連の総合された問題として取り扱う必要がある。このためには、トンネル掘削による地山の挙動と支保構造物の特性を十分に把握しておくことが必要である。そこで、第2章においてトンネル掘削による応力の再配分および掘削面周辺地山の安定並びに緩み荷重、土圧の問題をとりまとめた。これは、掘削による地山挙動と整合性のある支保構造の検討を行うにあたっての前提を構成するものである。次に、各支保工の特性を明らかにするため、第4章において鋼アーチ支保工について、第5章において覆工、第6章においてロックボルト、第7章において吹付けコンクリートについて実験的並びに理論的に検討を加えた。

これらの結果をもとに第8章において地山の挙動と支保工の選択の問題について検討した。その結果、支保工の選択にあたっては、支保工の持つ変形特性を考慮することが重要であることを示し、主として変形特性に基づく支保工の選択基準を示した。鋼アーチ支保工やコンクリート覆工では、変形容量が小さいため強度に比べて初期地山応力が大きく大変形が予測される場合には地山の挙動との整合をとることがむずかしい。また吹付けコンクリートの場合でも、収縮スリットを設けるなど特別の処置をしなければ変形に対処することはむずかしい。これに対して、ロックボルトは一般的に変形に対しても有利な支保工であることを指摘した。

しかし、変位が問題となる場合は一般のトンネル掘削においては特殊なケースであり、多くの場合は緩み荷重を対象として支保工の検討を行えば良い。この場合には適用できる支保の形式は多く、施工性や経済性等を基に選択の余地が多い。

また、第8章においては各支保工の設計の考え方を第4章～第7章の検討の結果から明らかになった点を中心にまとめた。構造の細目については各章において検討しているのでここでは触れず、基本構造を決める際の考え方のみを示している。

以上のように本報告では、主として現在使用されている各支保工の力学的挙動を実験並びに理論的検討から明らかにし、地山の挙動との関連における支保工の選定と各支保工の設計の考え方並びに細部構造の力学的挙動に与える影響を明らかとした。

なお、ロックボルト、吹付けコンクリートについては、さらに検討すべき問題が残されていることを付記する。

謝

辞

本報告は、主に土木研究所千葉支所に設けられた支保工載荷実験装置を用いた実験の結果をまとめたものであり、実験には多くの人々の協力を得た。ここに、これらの方々に深甚の謝意を表する。

トンネルの支保構造に関する研究報告

ISSN 0386-5878
土研資料第1702号
昭和56年6月

キーワード

トンネル, 岩盤力学, 鋼アーチ支保工,
覆工, ロックボルト工, 吹付けコンクリート工,

今田 徹
水谷 敏則

要 旨 本報告は, トンネルの支保構造物としての鋼アーチ支保工, コンクリート覆工, ロックボルトおよび吹付けコンクリートの載荷試験等の結果をもとに各支保工の力学的挙動を検討し, トンネル掘削に伴う地山挙動との関連を踏まえて支保工の選択および設計に当っての基本的な考え方を体系的に取纏めたものである。



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

トンネル研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No.019

No.019

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 1702 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

