

トンネルの鋼アーチ支保工に関する研究

坂 本 貞 雄*

緒 論 トンネル工事において掘削に先立ち、土圧に応じた覆工巻厚を設計することは、現在の技術段階においては非常に困難なので、掘削中の支保工にかかる荷重の程度から土荷重を推定し、覆工の巻厚を決めていることが多い。

また、支保工も、ただ実例、経験にたよっている現状にかんがみ、支保工の強度を解明することが支保工の設計、施工上非常に大切なことであり、また覆工巻厚の決定に必要な土荷重の推定の重要な足がかりになりうるものである。

支保工を構造上から分類すると、支柱式支保工とアーチ支保工になる。

わが国では、支柱式支保工の枝ばり式、または後光ばり式が施工されていることが多い。

しかし支柱式支保工には、つぎのような欠点がある。

① 覆工を施工するとき、荷重を受けている支保工の一部または全部を撤去しなければならない。トンネルの落盤事故は、この荷重を受けている支保工をもちかえたり、はずしたりする際によくおこるものである。

② 荷重のかかっている支保工は、もちかえると必ずさがるものである。このため土荷重を増大させ、厚い覆工を必要とすることになる。また、覆工作業時のもちかえりにより荷重とのバランスが破れ、硬化しないコンクリートに土圧が加わり、きれつ、変状を起こしやすいものである。

③ 湧水のある場合、支柱式支保工で、ろう水防止を完全にすることは、施工上非常に困難である。

④ 掘削、覆工作業ともに大型の機械が使用できないばかりでなく、木はずしをしながら覆工作業を行なわねばならないので、掘削、覆工作業の能率が悪い。

以上の支柱式支保工の欠点を補うには、鋼アーチ支保工が有利と考えられる。その特徴を列記するとつぎのとおりである。

① 支保工をはずさないで覆工作業ができるから、支柱式支保工の場合のように木はずしによる事故がおきにくい。

② 支保工を入れ、土荷重とバランスを保ってから覆工作業をするので、覆工に、きれつ、変状のおこることが少ない。

③ 湧水のある場合でも完全なろう水防止をしてから覆工作業ができる。

④ 大型の機械を使用できるので、工期を大幅に短縮することができる。

換言すると、鋼アーチ支保工を用いた場合は、木材支柱式支保工を用いた場合に比較して、トンネル内の作業上の安全度が高く、トンネル覆工に、きれつ、変状が起こる率が少なくなり、トンネル工事に用いられる機械がますます大型化するにつれ、なおいっそう有利となるので、今後わが国においても鋼アーチ支保工の使用が飛躍的に増大するものと思われる。

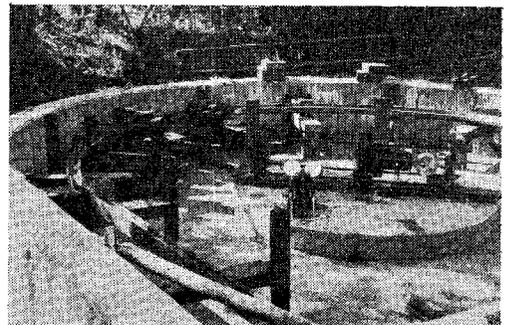
ここで、国鉄単線1号型全断面鋼アーチ支保工、および国鉄新幹線複線上部半断面用鋼アーチ支保工を、各種鋼材について、単位荷重による応力影響線を実物実験により作成し、その強度を求め、さらに経済比較を行なった。

1. 国鉄単線トンネルの鋼アーチ支保工の実験的研究

緒 言 昭和34年着工の北海道白糠線縫別トンネル工事では、それまで一般に用いられていた支柱式支保工が欠点の多いことにかんがみ、鋼アーチ式支保工を採用した。それまで国鉄においては、アーチ式支保工材としては工費の点から一般に古レールのみ使用してきたのであるが、レールは列車を通すために設計されたものであり、その断面形からみても、材質からみても支保工材として不適當で永年使用した古レールは、加工の際しばしば折れ、強度上の信頼性が少ない。

なお、新丹那トンネル西口現場で古レール50kgを鋼アーチ支保工として冷間加工中に折損した数は昭和34～36年の実績によると4198本中99本で折損率は2.4%であった。したがって、トンネルの支保工には、トンネル支保工用として設計された断面、材質をもった鋼材を

写真—1 札幌の載荷試験場



* 正員 工博 国鉄静岡幹線工事局長

使用すべきであるとの見解を著者はもっている。

昭和34年8月~12月国鉄札幌工事事務局構内で、レール、坑わく鋼、H形鋼など5種類を用いて国鉄単線1号型断面について、全断面用アーチ支保工の実物実験により、強度を比較し、さらに工費をふくめての検討を行なった。支保工を垂直に組み立て、荷重を加えることは実験を実施するのに困難と思われたので、実験を容易にするため支保工を水平に組み立て荷重を水平に加えた(写真-1参照)。

(1)では、実験材料として坑わく鋼2種類、レール2種類、H形鋼1種類の計5種類を用いたこと、実験装置としては支保工を水平に組み立て、水平に荷重がかけられるよう鉄筋コンクリートの壁を用いたこと、および測定方法について述べ、さらに本実験に用いた支保工の許容応力につき述べた。(2)では、単位荷重による支保工各クサビ位置に生ずる応力を実験により求めた。(3)では、(2)の影響線の値を用いて支保工の許容土荷重の高さを求めた。(4)では、破壊試験を行ない、支保工の破壊される土荷重の高さを求めた。(5)では、クサビの締め方および使用位置が支保工の強度におよぼす影響の実験を行なった。(6)では、鋼アーチ支保工の強度を検討し設計に使用する支保工の強度を求めた。(7)では、設計に使用する支保工の工費を比較した。(8)では、この実験より導き出された結語について述べた。

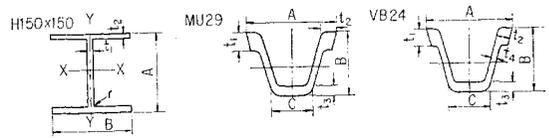
(1) 実験概要

a) 実験材料 実験材料としては、レール2種類、坑わく鋼2種類、H形鋼1種類、合計5種類を使用した。坑わく鋼としてはVB-24 (24.2kg/m)、MU-29 (29.0kg/m) の2種類を使用した。レールは新30kgレール、新37kgレールの2種類を使用した。H形鋼は、実験実施当時の昭和34年には、わが国では圧延鋼材として製品化されていなかったもので、150×150 (30.5kg/m) のものを溶接によって作成し使用した。

実験で使用した鋼材の種類別、断面特性、品質および加工法は表-1のとおりである。

坑わく鋼、H形鋼の断面形は図-1である。

図-1

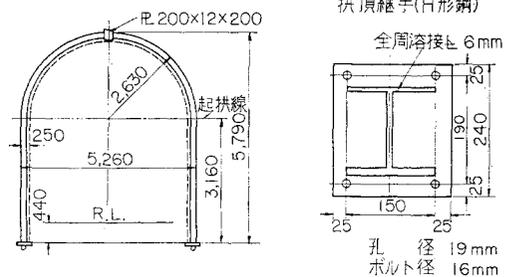


種類	寸法 mm							
	A	B	C	r	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄
H150×150	150.0	150.0		10.0	7.0	10.0		
MU-29	133.0	120.0	50.7		34.6	19.5	15.7	
VB-24	123.0	99.0	56.0		34.0	18.0	13.0	9.0

なお、使用した実験材の1号試験片および4号試験片による引張試験の結果 VB-24, MU-29 は、RS-32 規格、R-30, R-37 は RS-36 規格、溶接 H 150×150 は SS-41 規格にはば該当することが確かめられた。

実験する支保工の外幅は、国鉄単線1号型トンネルのスプリングラインでの幅に覆工の厚さとして25cmを加えて5.26mとし、全高は支保工支承部下面がR.L.より44cm下がったものとして5.79mとした。また、支保工は2部材よりなり、アーチ頂部でバットジョイントし、脚部の支点はヒンジとなるようにした(図-2参照)。

図-2



b) 実験方法 実験装置は支保工のいかなる箇所でも油圧ジャッキを用いて最大50tの荷重が加えられるよう、深さ0.8mの鉄筋コンクリート壁で囲まれた内幅6.26m×6.36mのトンネル断面の構造物を造り、載荷試験場とした(図-3, 写真-1参照)。

表-1 実験に使用した鋼材の断面諸係数

種類	重量 kg/m	断面形 mm	断面係数 cm ³		W _X :W _Y	断面積 cm ²	引張強さ kg/mm ²	降伏点 kg/mm ²	伸び %	製造会社名	製造年月	加工法	
			W _X	W _Y									
坑わく鋼	VB-24	24.2	123×99	65.2	69.3	0.94:1	30.8	51以上	33以上	18以上	日本鋼管KK	1959	アーチ部冷間曲げ加工
	MU-29	29.0	133×120	97.4	95.8	1:1	37.0	50 "	33 "	22 "	八橋製鉄KK	1959	"
レール	新30kg	30.1	108×108	108	28	3.8:1	38.3	70 "	—	9 "	富士製鉄KK	1958	アーチ部熱間曲げ加工
	新37kg	37.2	122×122	149	37	4.0:1	47.3	70 "	—	9 "	八橋製鉄KK	1958 1959 1958	"
溶接H形鋼	H 150	30.5	150×150	202.2	67.6	3.0:1	38.9	41~50	23 "	21 "	函館ドックKK	1959	アーチ部のウェブは熱間フランジは冷間曲げ加工して溶接アセチレンガスバーナーで線状加熱曲り直した。

図-3 載荷試験場設計図

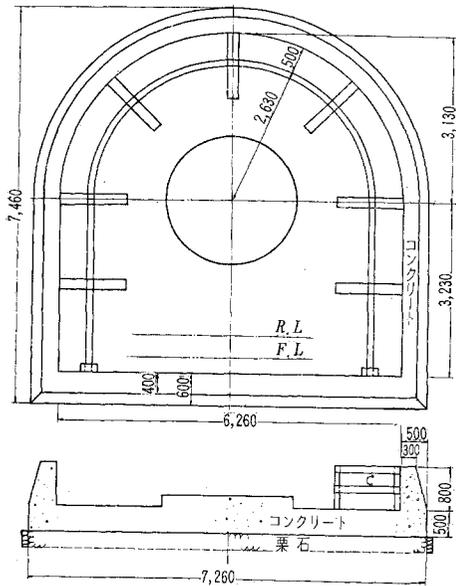
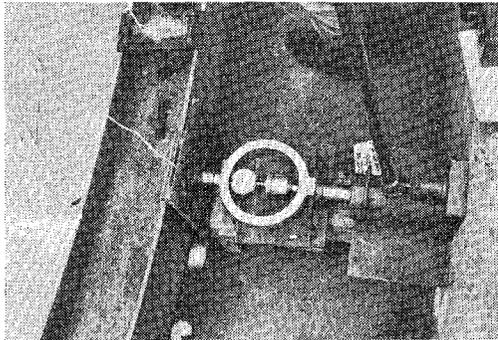


写真-2 支承状態



支保工のクサビ位置には支保工と鉄筋コンクリート壁との間にプルビングリングと木のクサビを組み合わせた支承を作り、反力をとらせるようにした(写真-2参照)。

支保工の脚部支点には脚部弾性支承板を取りつけた。また支保工は3カ所で水平にささえ、その支承箇所には鋼針を入れ、摩擦が少なくなるようにした。なお、実験装置全体を仮小屋でおおい、日光、風、雨および雪をさけた。

なお、応力の算定用キャリブレーションには実験材料の加工方法と同じ加工方法によって処理した下記のものを使用した。

- ① VB-24
 曲線部; 冷間加工したものを再び直線にのぼしたものの
 直線部; 素材のまま
- ② MU-29
 曲線部; 冷間加工したものを再び直線にのぼしたも

- の
 直線部; 素材のまま
- ③ R-30
 曲線部; 熱処理したもの
 直線部; 素材のまま
- ④ R-37
 曲線部; 熱処理したもの
 直線部; 素材のまま
- ⑤ 溶接 H 150×150
 曲線部; 実験材料と同じ方法で加工したもの(表-1参照)を再び直線にのぼしたもの
 直線部; 実験材料と同じ方法で加工したもの(表-1参照)

c) 許容応力 鋼アーチ支保工材の許容応力は、一時的構造物である支保工の使用目的を考慮して弾性限度以下であり、しかも破壊に対する安全率が2.0以上となるように、永久構造物に対する許容応力の40%増とした。ただし、古レールの許容応力は古物であることを考慮してVB-24, MU-29に同じとした。

支保工材は軸方向応力と曲げ応力とを同時に受ける。その場合の永久構造物の許容応力のとり方は、鋼鉄道橋設計示方書案解説(昭和35年土木学会発行)の3章16条の2の解説に軸方向応力および曲げ応力を同時に受ける場合の合成縁応力は「許容軸応力を超過せざるを可とす」とあるので、本実験において許容軸方向応力算式により求めたものを使用した。

実験材 VB-24, MU-29 の鋼材規格は高張力鋼鉄道橋設計示方書案解説の第3条の RS-32 の規格とみなされるので、RS-32 に対する式を用いた。実験材 R-30, R-37 は同規格第3条の RS-36 の規格とみなされるが、伸びの少ないことなどを考慮し、RS-32 に対する第6条の軸方向圧縮応力ととり、次式を用いた(表-2参照)。

表-2 許容応力表

鋼材	軸方向圧縮応力 kg/cm ²
RS-32 (永久構造物)	$0 < l/i \leq 90$ のとき $1700 - 0.1(l/i)^2$, ただし 1600 以下 $l/i > 90$ のとき $7200000(i/l)^2$
RS-32 (支保工の場合)	$0 < l/i \leq 90$ のとき $[1700 - 0.1(l/i)^2] \times 1.4 \leq 1600 \times 1.4 = 2240$ $l/i > 90$ のとき $7200000(i/l)^2 \times 1.4 \leq 2240$

実験材 H 150×150 は SS-41 を使用したので、永久構造物に対する許容応力は鋼道路橋設計示方書(社団法人日本道路協会編)より求めて次式を使用した。

$$0 < l/i \leq 110 [1300 - 0.06(l/i)^2] \times 1.4 \leq 1300 \times 1.4 = 1820 \text{ kg/cm}^2$$

部材長 l は各クサビ間の距離とし断面2次半径 i は i_x をとった。

(2) 荷重による鋼アーチ支保工の影響線の測定

a) 目的 (3)で支保工が偏荷重(土荷重が支保工に部分的にかかった場合),または全荷重(土荷重が支保

工全体にかかった場合)の強度を求めるための基礎測定として、ここでは、支保工のアーチ部9カ所のクサビ位置(図-4参照)のうち1カ所ずつ(支保工は左右対称形なので実際は5カ所)に荷重をかけ、支保工の各クサビ位置に生ずる応力を実験により求めた。

b) 支承条件および荷重 支保工の支承条件としてはアーチ部はこれを8等分し、9カ所にクサビ点を設け、側壁部の中央支点の2カ所を合わせ、計11カ所の弾性支承点でささえられたものとした。クサビ点にクサビを十分にきかせた状態を想定し、普通の力でハンマーを10回程度打ち締めたものに見合うものとして、無載荷状態で300kgの反力のあるクサビを用いた(表-3、図-4参照)。

表-3 測定位置表

荷重点	1, 2, 3, 4, 5のうち1カ所
荷重	各荷重点ごとに最大縦応力1000kg/cm ² に達するまで
水平支持点	1, 5, 5'の3カ所
クサビ位置	1, 2, 3, 4, 5, 2', 3', 4', 5'のうち荷重点をのぞいた8カ所
応力測定点	1, 2, 3, 4, 5, 6, 2', 3', 4', 5', 6'の内外側の22カ所

c) 応力の測定 応力の測定は各測点に1tの単位荷重を作用せしめた場合、各クサビ点の支保工の内側、外

側にはりつけたワイヤ ストレイン ゲージのひずみ量を測定し、応力の影響線を求めた。

1t荷重により生ずる各測点の内側、外側の応力を各実験材について2回ずつ求め、図示したものが図-5~24である。

(3) 影響線より求めた鋼アーチ支保工の強度

a) 目的 本節では、実際に支保工を建込んだ場合に、上部の1mの地山のゆるみが偏荷重または全荷重の土荷重として各クサビ点を通じて支保工に外力をおよぼすときの状態を考え、この荷重状態のもとで支保工の各クサビ点に生ずる応力を前節の影響線を用いて導き、さらに支保工の許容土荷重の高さ(強度)を求めたものである。

b) 荷重 トンネルの支保工を設計するとき、支保工に作用する土荷重の大きさ、および方向を適確に定めることは、なかなかむずかしい事からであって、いろいろの学説や方法が提案されているが、ここでは“Rock Tunneling with Steel Supports”(Proctor & White著)に述べてある方法によった。

Proctor & White の考え方の概要はつぎのとおりである。鋼アーチ支保工は組立時の支保工頂点の締めつ

図-4 測定位置図

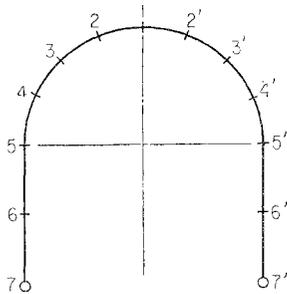


図-7 VB-24 の内側の影響線 応力 (kg/cm²)

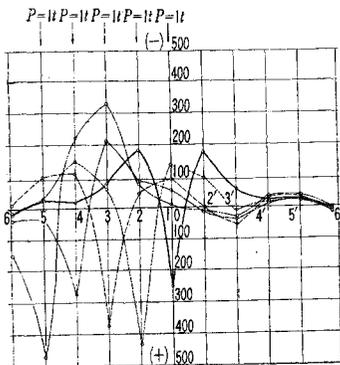


図-5 VB-24 内側の影響線 応力 (kg/cm²)

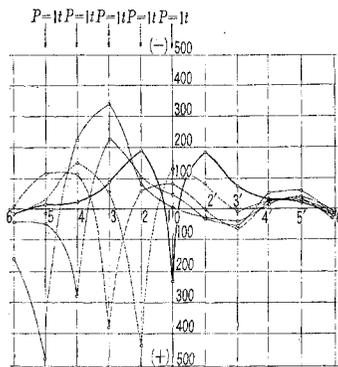


図-6 VB-24 外側の影響線 応力 (kg/cm²)

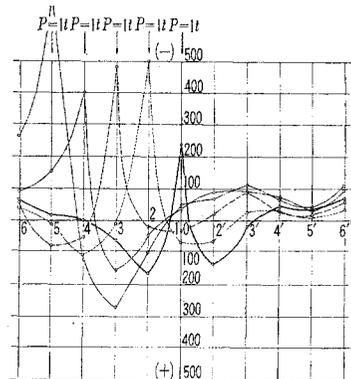


図-8 VB-24 の外側の影響線 応力 (kg/cm²)

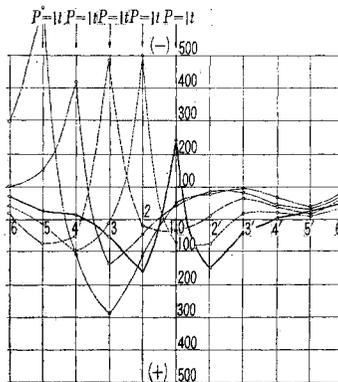


図-9 MU-29 内側の影響線 応力 (kg/cm²)

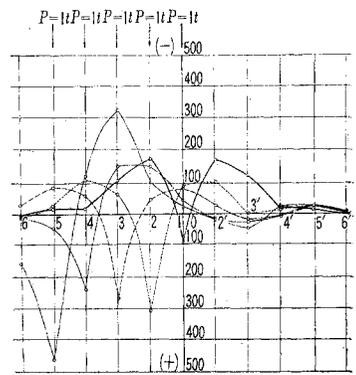


図-10 MU-29 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

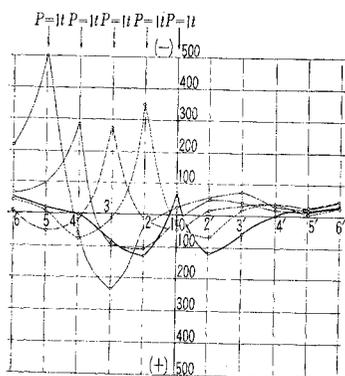


図-11 MU-29 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

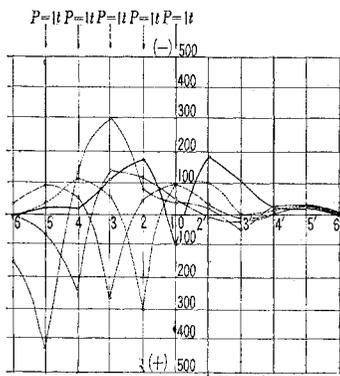


図-12 MU-29 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

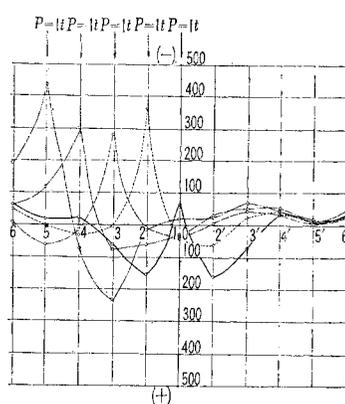


図-13 R-30 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

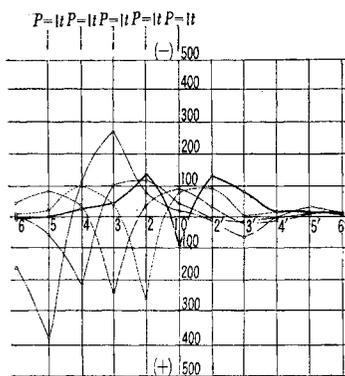


図-14 R-30 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

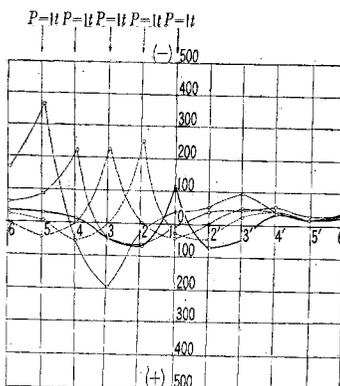


図-15 R-30 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

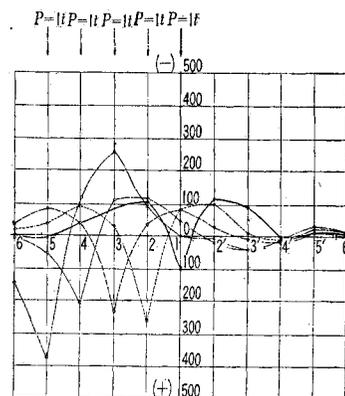


図-16 R-30 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

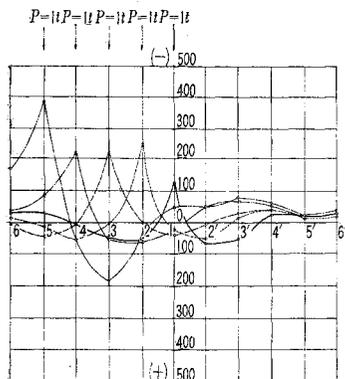


図-17 R-37 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

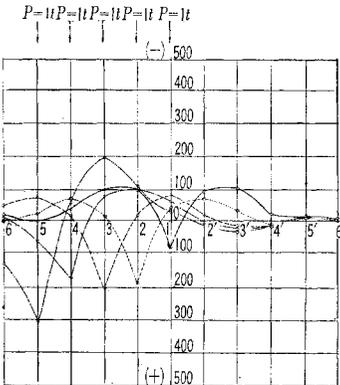


図-18 R-37 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

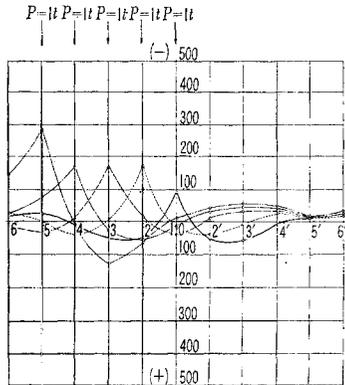


図-19 R-37 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

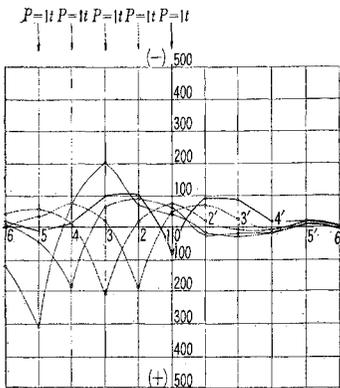


図-20 R-37 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

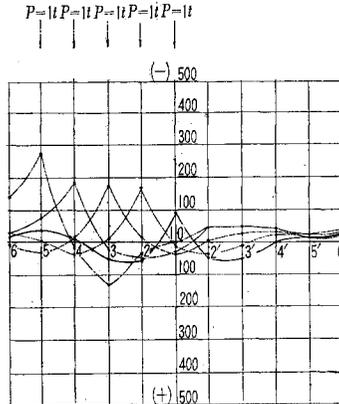


図-21 H 150×150 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

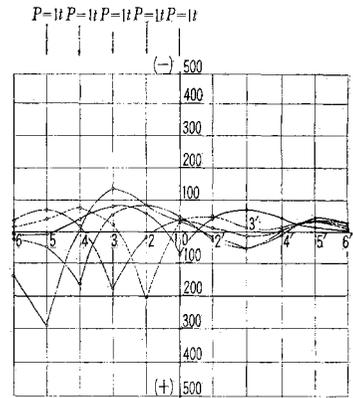


図-22 H 150×150 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

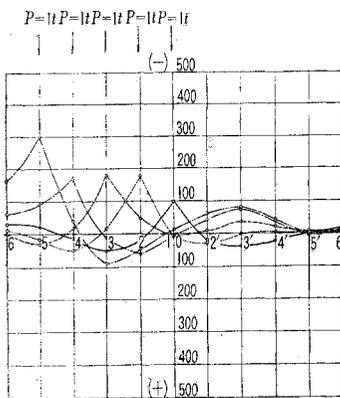


図-23 H 150×150 内側の影響線
応力 (kg/cm²)

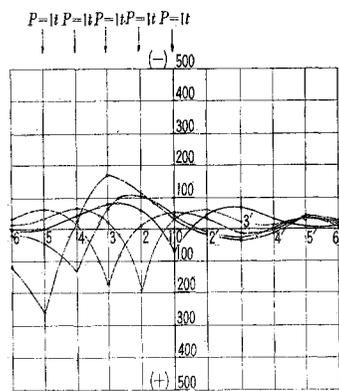
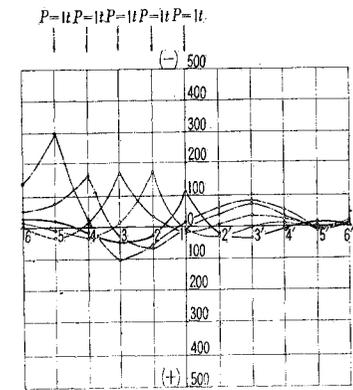


図-24 H 150×150 外側の影響線
応力 (kg/cm²)

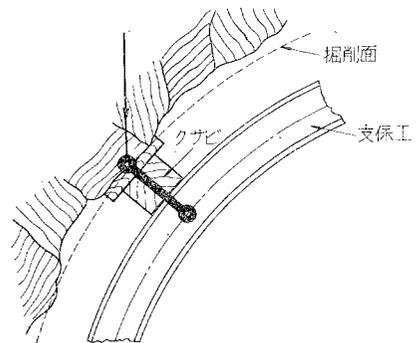


け、地山と支保工との間のクサビの打ち込みによって支保工に内部応力を発生させ、この応力はクサビ点を通じて地山に外力をおよぼし、地山のゆるみを防ぎ荷重の増大するのを防止する。この際、クサビによる地山と支保工との結合は力学的にはヒンジ結合とみなし、したがってクサビを通じて伝達される力は支保工に垂直な方向のみの力と考える (図-25 参照)。

支保工を組み立てた当初においては、地山はそれ自身のアーチ作用、そのほかによって一時的にささえられており、支保工はクサビの打ち込みによって地山に F なる円心方向の力をおよぼし、これは地山の受動圧力 F_P とつりあう (図-26 参照)。

しかし、地山を一時的にささえているアーチ作用などが崩れ、地山の重量 W がかかり始めると、図-27, 28 のように F_P の方向は円心方向より傾き、さらに W が増加すると F_P の方向は図-29 のように F と直角の方向、すなわち掘削面に接する方向となる。 F_P はその性質上、地山中になければならないので、これ以上傾くことはできない。したがって W がさらに増加した場合に

図-25 力のつたわり方



は力のつりあいは図-30 のように F が増大しなければならない。このとき初めて支保工には建込時の内部応力より大きな応力が生ずる。

以上の考え方にもとづき、国鉄単線1号型トンネル用鋼アーチ支保工 (全断面) に作用する荷重を、つぎのように定めた。

支保工に作用する垂直荷重としては、支保工上に等し

図-26 力のつりあい

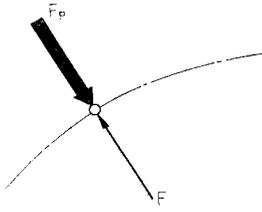


図-27 力のつりあい

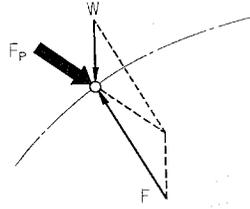


図-28 力のつりあい

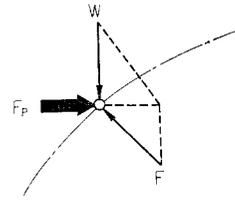


図-29 力のつりあい

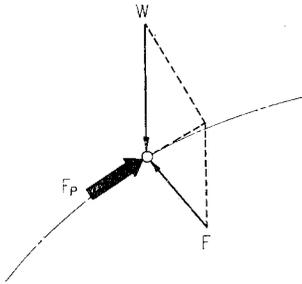


図-30 力のつりあい

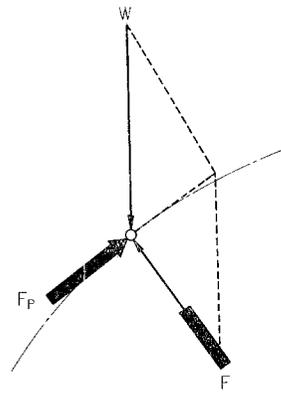


図-31 荷重図

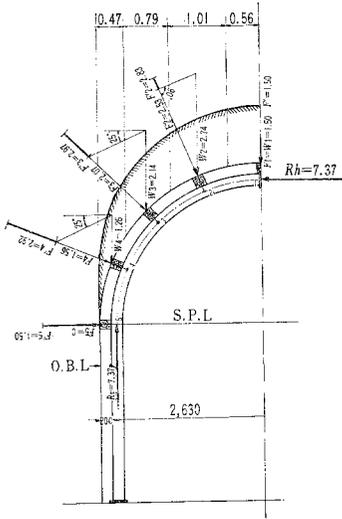


図-32 VB-24 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

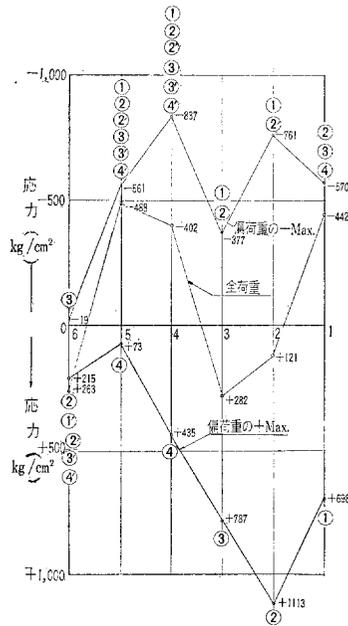


図-33 VB-24 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

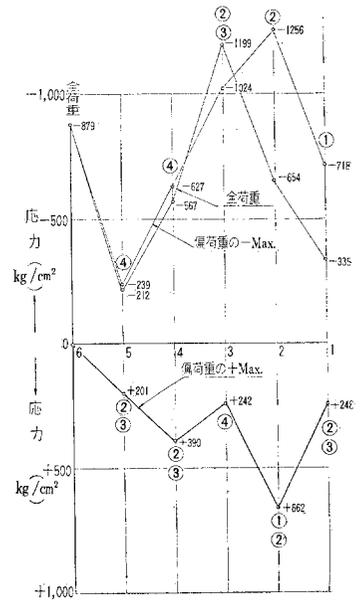


図-34 VB-24 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

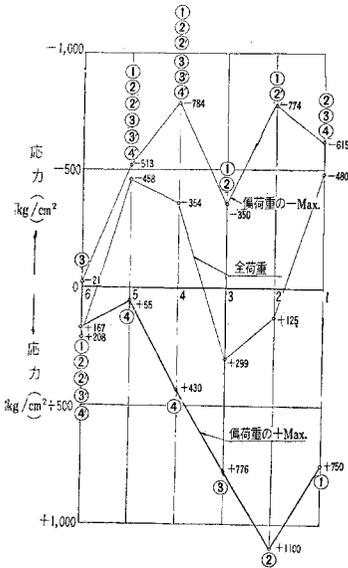


図-35 VB-24 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

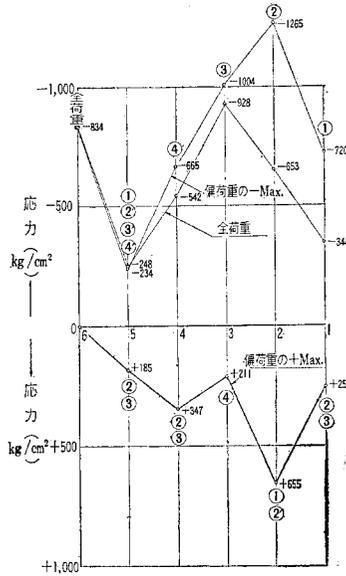


図-36 MU-29 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

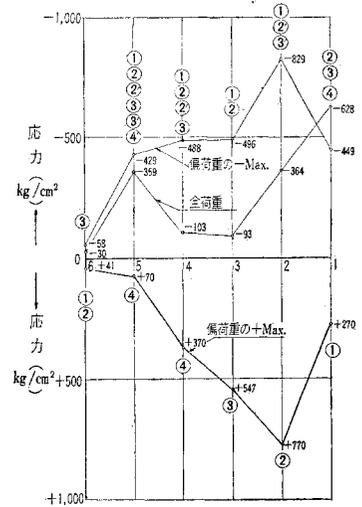


図-37 MU-29 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

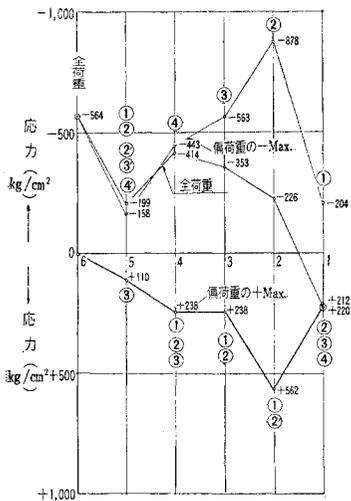


図-38 MU-29 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

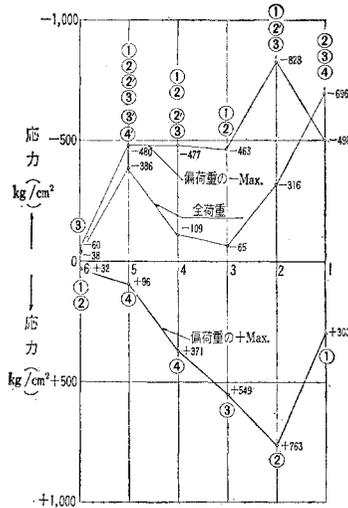


図-39 MU-29 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

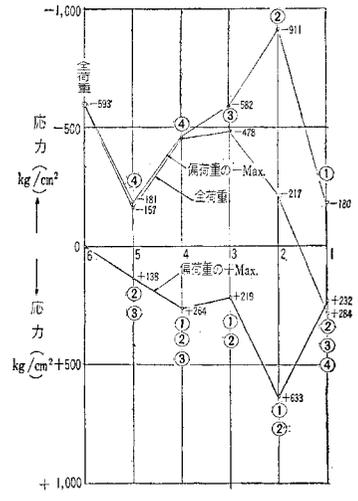


図-40 R-30 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

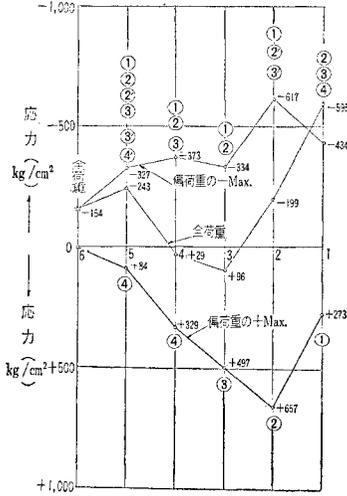


図-41 R-30 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

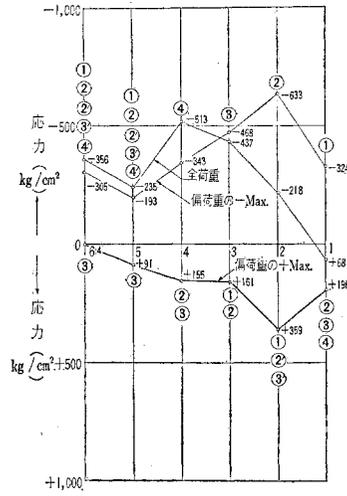


図-42 R-30 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

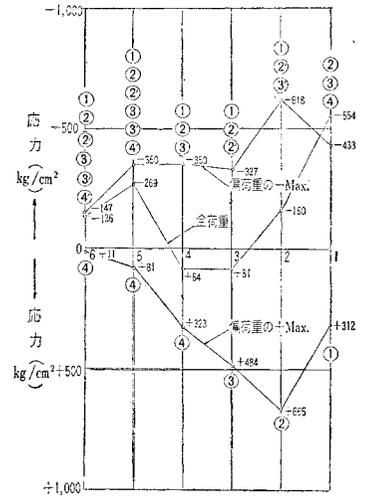


図-43 R-30 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

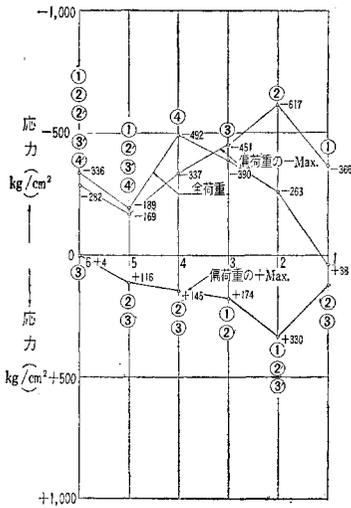


図-44 R-37 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)

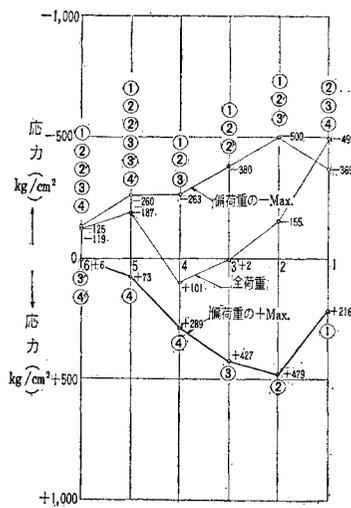


図-45 R-37 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)

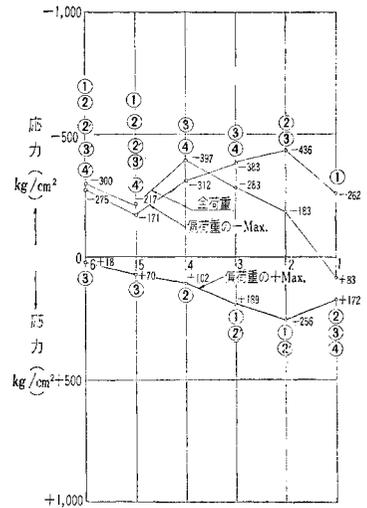
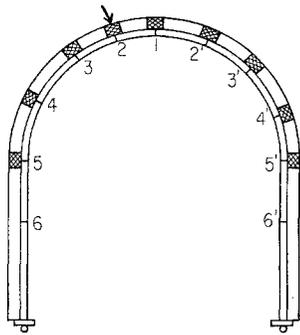


表-7 測点表

種別	測定位置
荷重点	2
水平支持点	1, 5, 5' の3カ所
クサビ位置	1, 3, 4, 5, 2', 3', 4', 5' の8カ所
応力測定点	1, 2, 3, 4, 5, 6, 2', 3', 4', 5', 6' および3と4, 3'と4'の中央内外側3と4, 3'と4'の中央上下辺の30カ所
変形測定点	1, 2, 3, 4, 5, 6, 2', 3', 4', 5', 6' の11カ所

図-52 偏荷重載荷図



変形量との関係図を作成し、変形量が荷重の増加に対して、急激に増え始めたときの荷重を破壊強度とした。

すなわち、荷重の増加にともない、第2点は内方および上方に徐々に直線変形を示していたが、荷重が 9.2 t のとき水平方向に面内破壊した。

⑥ MU-29; 図-54 に示すとおり、荷重の増加にともない VB-24 と同様に第2点は内方および上方に徐々に直線変形を示していたが、荷重が 14.5 t のとき水平方向に面内破壊した。

⑦ 新R-30; 図-55 に示すとおり、荷重の増加に

図-54 MU-29 荷重-変形量曲線 (荷重点 2)

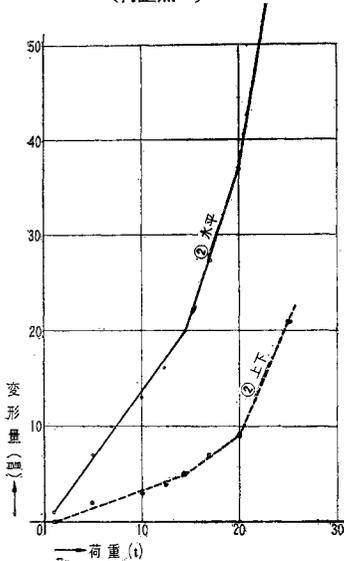


図-55 R-30 荷重-変形量曲線 (荷重点 2)

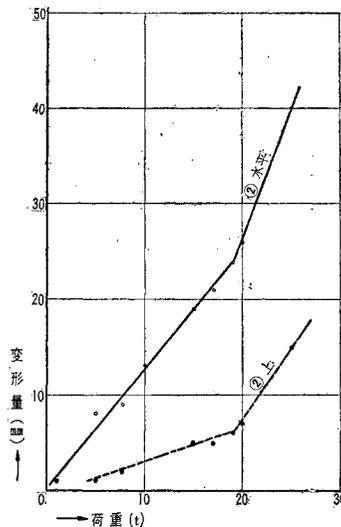
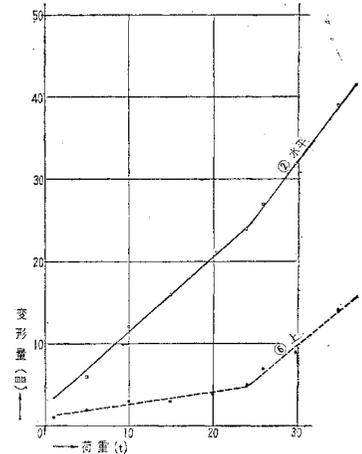


図-56 R-37 荷重-変形量曲線 (荷重点 2)



ともない第2点は内方に第2'点は上方に徐々に直線変形を示していたが、荷重が 19.0 t のとき、水平方向に面内破壊し、第2'点は上方に面外座屈した。

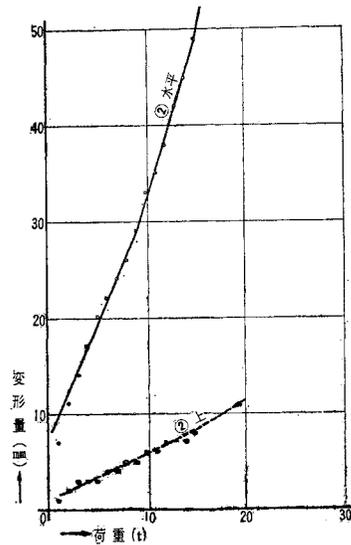
⑧ 新R-37; 図-56 に示すとおり、荷重の増加にともない第2点は内方に、第6点は上方に徐々に直線変形を示していたが、荷重が 24.2 t のとき第2点は水平方向に面内破壊し、第6点は上方に面外座屈した。

以上により各実験材の破壊強度を示したのが表-8である。

表-8 偏荷重による破壊荷重

種別	VB-24	MU-29	R-30	R-37
破壊荷重 (t)	9.2	14.5	19.0	24.2

図-53 VB-24 荷重-変形量曲線 (荷重点 2)



c) 全荷重による破壊強度試験 (3) の c) 影響線より求めた支保工の強度で述べた結果と比較するため、土荷重が全荷重として作用したときの、支保工の破壊試験を各実験材につき2回ずつ行なった。

試験の荷重は荷重試験器具の都合で、第1, 3, 3'のみしかかけられず影響線の場合と荷重条件が異なった。

① 荷重の条件および測定点：荷重の条件および測定

表-9 測定点

種別	測定位置
荷重点	1,3,3'の3カ所
水平支持点	1,5,5'の3カ所
クサビ位置	5,5'の2カ所
応力測定点	1,2,3,4,5,6,2',3',4',5',6'の内側および外側, 3と4, 3'と4'の中間の上辺および下辺の26カ所
変形測定点	1,2,3,4,5,6,2',3',4',5',6'の11カ所での水平垂直方向

点は 図-57, 表-9 のとおりである。

② 実験結果：各支保工材とも2回ずつ破壊試験を行なった。なお、試験結果図中の No. 1, No. 2 は第1回および第2回試験の結果を示す。

④ VB-24; 第1回 VB-24 の試験では 図-58 に示すとおり、荷重の増加にともない第3'点は面内に、第2'点は上方に徐々に直線変形を示していたが、第1点18.5t, 第3点20.5t, 第3'点20.5t, 計59.5tの荷重のとき、第3'点は面内破壊し、第2'点は上方に面外座屈した。第2回の試験でも同じ傾向を示し、58.0tの荷重のとき第2点は面内、面外同時に破壊した。

⑤ MU-29; 第1回試験では 図-59 に示すとおり、荷重の増加にともない第3点は面内に、第2点は上方に徐々に直線変形を示していたが、第1点25.1t, 第3点27.3t, 第3'点27.3t, 計79.7tの荷重のとき、

図-57 全荷重載荷図

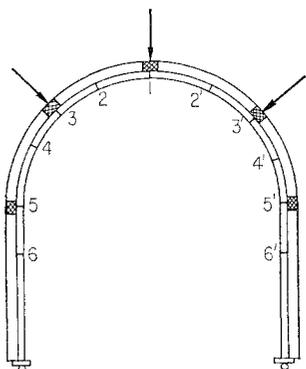


図-60 R-30 荷重-変形量曲線 (荷重点 1,3,3')

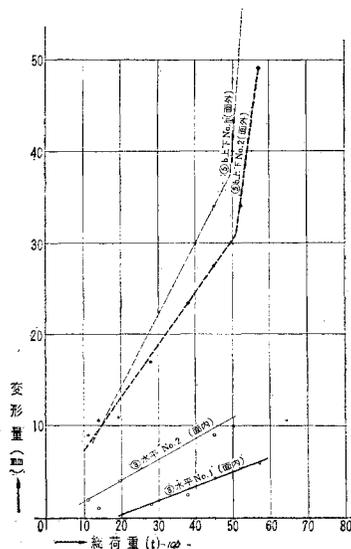


図-58 VB-24 荷重-変形量曲線 (荷重点 1,3,3')

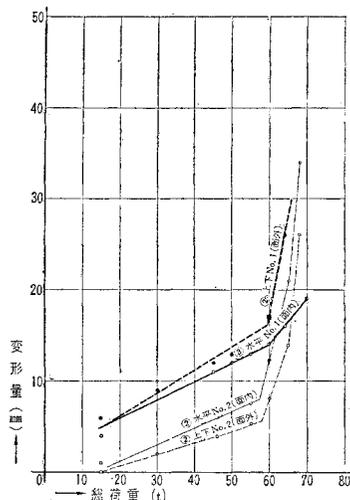


図-59 MU-29 荷重-変形量曲線 (荷重点 1,3,3')

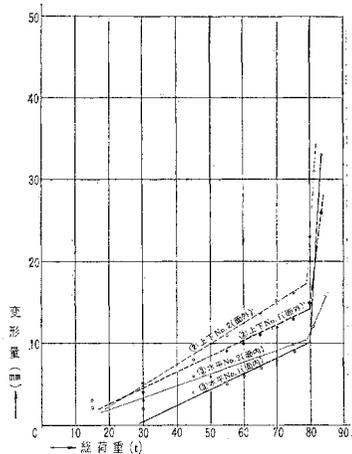


図-61 R-37 荷重-変形量曲線 (荷重点 1,3,3')

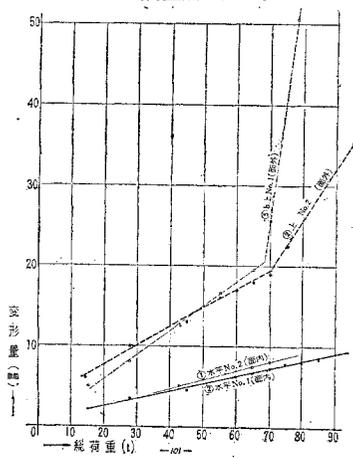
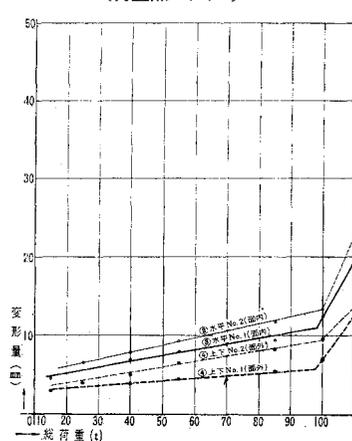


図-62 H150×150 荷重-変形量曲線 (荷重点 1,3,3')



第3点は面内に、第2点は面外にほぼ同時破壊した。

第2回の試験でも同じ傾向を示し、79.0tのとき面内座屈した。

㉔ R-30; 第1回試験では図-60に示すとおり荷重の増加にともない、第3点は面内に、第5点は上方に徐々に直線変形を示していたが、第1点14.0t、第3点18.4t、第3'点17.0t、計49.4tの荷重のとき第5点は面外座屈した。第2回の試験でも同じ傾向を示し、51.0tのとき面外座屈した。

㉕ R-37; 第1回試験では図-61に示すとおり、荷重増加にともない第2点は面内に第5点は上方に徐々に直線変形を示していたが、第1点19.5t、第3点24.5t、第3'点24.5tの、計68.5t荷重のとき第5点と第6点の中間で面外座屈した。第2回試験でも同じ傾向を示し、荷重70.0tのとき面外座屈した。

㉖ 溶接 H 150×150; 第1回の試験では図-62に示すとおり荷重の増加にともない、第3点は面内に、第4点は面外に徐々に直線変形を示していたが、第1点30.0t、第3点34.0t、第3'点34.0t、計98.0tで第3点は面内破壊した。第2回の試験でも同じ傾向を示し、荷重100.0tのとき面内破壊した。

以上より各支保工の破壊強度およびその平均値は表-10のとおりである。

表-10 全荷重による破壊荷重

種 別	破 壊 荷 重 (t)		
	第1回試験値	第2回試験値	平均 値
(1) VB-24	59.5	58.0	58.8
(2) MU-29	79.7	79.0	79.4
(3) R-30	49.4	51.0	50.2
(4) R-37	68.5	70.0	69.3
(5) 溶接 H 150×150	98.0	100.0	99.0

㉗ 鋼アーチ支保工の破壊強度 偏荷重、全荷重による破壊試験より支保工の破壊強度を求めると表-11のようになる。偏荷重破壊試験では第2点に荷重を加えたので、試験より求めた破壊荷重を第2点にのみ1mの土

表-11 破壊土荷重高さ (m)

種 別	断 面 係 数		偏 荷 重			全 荷 重			Hの最少値
	(cm ³)		破 壊 試 験 の 値						
	W _X	W _Y	P ₀ '	P ₂ '	H'	P ₀	P ₂	H	
VB-24	65	69	2.53	9.2	3.7	23.4	58.8	2.5	2.5
MU-29	97	96	2.53	14.5	5.8	23.4	79.4	3.4	3.4
新R-30	108	28	2.53	19.0	7.6	23.4	50.2	2.1	2.1
新R-37	149	37	2.53	24.2	9.7	23.4	69.3	3.0	3.0
溶接 H 150×150	227	73				23.4	99.0	4.2	4.2

- (注) P₀' : 第2点にのみ1mの土荷重のあるとき部材に直角にかかる第2点集中荷重 (t)
- P₀ : 計算による1mの土荷重とその荷重による受働圧との和 (t)
- P₂' : 第2点にのみ集中荷重で部材が破壊されるときの荷重 (t)
- P₂ : 第1, 3, 3' 点の3点に荷重をかけたとき部材が破壊されるときの3点の総荷重 (t)
- H' : 第2点の集中荷重で破壊される土荷重の高さ (m)
- H : 第1, 3, 3' 点の3点荷重で破壊される土荷重の高さ (m)

荷重があるときの第2点の荷重2.53tで除した値を、支保工の偏荷重により破壊される土荷重高とした。

全荷重による破壊試験は第1, 3, 3' 点に荷重を加えたので試験支保工の破壊荷重を第1, 3, 3' 点の計算による1mの土荷重とその荷重による受働圧との和23.4tで除した値を全荷重により支保工の破壊される土荷重高とした(表-4参照)。

(5) クサビの締め方、および使用位置が鋼アーチ支保工の強度におよぼす影響

a) 目 的 影響線より求めた支保工の強度((3)参照)および破壊試験より求めた支保工の強度((4)参照)および破壊試験より求めた支保工の強度((4)参照)で実験に使用した鋼アーチ支保工には、アーチ部に9カ所のクサビ点を有し、その締め方程度は一般に使用されるハンマーを普通の力で10回程度打ち締めるものとして、クサビ点では300kgの反力(無荷重状態)をもつクサビを使用したのである。

しかし、現実にトンネル内での鋼アーチ支保工の組み立て作業において、(3)で実験に使用したようにクサビを常に十分にきかせることは、施工上なかなか実施がたいものである。本節ではクサビの締め方のゆるかった場合、またクサビ位置および個数に変化した場合、どの程度、支保工の強度が低下するかを実験により求めたものである。

b) クサビの締め方が鋼アーチ支保工の強度におよぼす影響 クサビの締め方が支保工の強度におよぼす影響をMU-29を使用して実験により求めた。

① クサビの締め方: クサビの締め方とそれを示す符号は表-12のとおりである。

表-12 クサビの締め方程度

クサビの締め方	符 号
無荷重状態で300kgの反力のあるクサビをもつ支保工	F
無荷重状態で反力もゆるみもないクサビをもつ支保工	F ₀
無荷重状態で20mmのすき間のあるクサビをもつ支保工	F ₂₀

② 荷重の条件および測定点：荷重の条件および測定点は表-13のとおりである。

表-13 測定表

種 別	測 定 点
荷 重 位 置	2
水 平 支 持 点	1, 5, 5'
ク サ ビ 位 置	1, 3, 4, 5, 2', 3', 4', 5'
ク サ ビ の 締 め 方	F, F ₀ , F _{2c}

③ 実験結果：荷重点 2 における支保工の応力が、2000 kg/cm² に達したときの荷重を求め、F との強度を比較した。その実験結果は表-14 である。

表-14 クサビの締め方と強度の比較

クサビの締め方	支保工の最大応力が 2000 kg/cm ² 達したときの荷重 (t)	F との強度の比較 (%)
F	7.5	100
F ₀	6.6	90
F _{2c}	4.8	60

c) クサビの使用位置が鋼アーチ支保工の強度におよぼす影響 クサビの使用位置が支保工の強度におよぼす影響の実験を MU-29 を使用して行なった。クサビの位置は図-63 に示す F と A, B の 3 種類の強度について比較実験した。

① 荷重の条件および測定点：荷重の条件および測定

図-63 クサビの使用位置

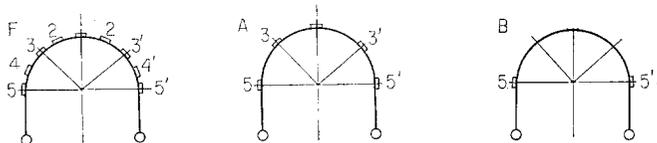


表-17 クサビの締め方、使用位置と支保工の強度 (%)

クサビの締め方	クサビの位置	F	A	B
		強度 (%)	強度 (%)	強度 (%)
F	無荷重状態で 300 kg の反力のあるクサビをもつ支保工	100	80	60
F ₀	無荷重状態で反力もゆるみもないクサビをもつ支保工	90	70	50
F _{2c}	無荷重状態ですき間のあるクサビをもつ支保工	60	50	40

表-18 許容ならびに破壊土荷重の高さ (m)

種 別	許容土荷重の高さ		破壊土荷重の高さ				安 全 率	
	偏 荷 重	全 荷 重	偏 荷 重		全 荷 重		偏 荷 重	全 荷 重
			H ₄	破壊方向	H ₅	破壊方向		
VB-24	1.8	2.1	3.7	面 内	2.5	面 内	2.1	1.2
MU-29	2.5	3.4	5.8	〃	3.4	〃	2.3	1.0
R-30	3.6	3.9	7.6	〃	2.1	面 外	2.1	0.5
R-37	5.3	4.6	9.7	〃	3.0	〃	1.8	0.7
溶接 H 150×150	4.1	4.3	—	—	4.2	面 内	—	1.0

表-15 測定表

種 別	測 定 点
荷 重 点	2
水 平 支 持 点	1, 5, 5'
ク サ ビ 位 置	A, B, F
ク サ ビ の 締 め 方	300 kg
応 力 測 定 点	1, 2, 3, 4, 5, 6, 2', 3', 4', 5', 6'

点は表-15のとおりである。

② 実験結果：荷重点 2 における支保工の応力が、2000 kg/cm² に達したときの荷重を求め、F との強度を比較した。その実験結果は表-16 である。

表-16 クサビの使用位置と強度の比較

クサビ使用位置	支保工の最大応力が 2000 kg/cm ² に達したときの荷重 (t)	F との強度比較 (%)
F	7.5	100
A	6.3	80
B	4.5	60

d) クサビの検討 クサビの締め方、およびクサビの使用位置が支保工の強度におよぼす影響を調べ、表-17 を得た。すなわち、クサビ位置がアーチ部で 9 カ所、300 kg の反力を持つクサビのある鋼アーチ支保工強度に比し、クサビがゆるむにしたがい強度は 100~60% となり、またクサビ位置が 5 カ所になると強度は 80~50%、また、クサビ位置が 2 カ所になると強度が 60~40% となり、クサビの締め方、およびクサビの使用位置が支保工の強度におよぼす影響は非常に大きいことを実験により明らかにすることができた。

(6) 鋼アーチ支保工の強度の検討

a) 実験に使用した鋼アーチ支保工の強度

実験材

坑わく鋼	VB-24	MU-29
新レール	30 kg	37 kg
溶接H形鋼	150×150	

を使用しての支保工の許容される土荷重の高さ(表-6参照), および支保工の破壊される土荷重の高さ(表-11参照)をまとめたものが表-18である。

この表の許容土荷重の高さは座屈を全く考慮していないが, 全荷重破壊試験の場合, R-30, R-37は面外座屈を起こしているので R-30, R-37の許容土荷重の高さの適用については, 特に注意をしなければならない。

b) 計算により求めた鋼アーチ支保工の強度 “Rock, Tunneling with, Steel Supports” の220ページの手法により荷重図(図-31)と連力図を描き, アーチ部分とポスト部分における軸力とモーメントを算出する。つぎに支保工部材の断面積と断面係数を用いて曲げと圧縮を受ける部材として合成最大緑応力を算出し, (1)c)の許容応力の値を除いてアーチおよびポスト部分における許容土荷重高を求めたものが表-19である。

c) 設計に使用する鋼アーチ支保工の強度 レールを支保工材として使用する場合, 一般に工費の関係から古レールが使用されている。古レールの断面諸係数は, 西村俊夫: 跨線橋(特に古レールを使用する)の設計につ

いて, 第5回停車場技術講演会記録 86~89 ページ(昭和29年)によると, 「跨線橋に使用されるレールとしてはほとんど軌道から撤去された古レールである。軌道整備心得に定めるレール頭部の摩耗限度より, この場合の古レールの断面諸係数を略算すれば表-20のとおりである。これを新レールの諸係数と比較してみると, 近似的に古30kgレールは新25kgレールと, 古37kgレールは新30kgレールと, 古50kgレールは新37kgレールに匹敵すると考えられ, 若干の誤差は安全側にある」と述べられていることを考慮して, 古50kgレール, 古37kgレールの断面諸係数は新37kgレール, 新30kgレールの断面諸係数に相当するものとした。

なお, 本実験に使用した溶接H形鋼と圧延H形鋼とでは断面諸係数, 材質において多少の差はあるが同じ強度であるとした。

以上の数値を用い, 実際に使用する鋼材

坑わく鋼	VB-24	MU-29
古レール	50 kg	37 kg
H形鋼	150×150	

を使用しての鋼アーチ支保工の設計に使用される破壊土荷重の高さを $H_1/H_2=2.0$ として求めると表-21のとおりである。

この表の許容土荷重の高さは, 座屈を全く考慮していないが全荷重破壊試験の場合, R-30, R-37は面外座屈を起こしているため, 古R-37, 古R-50の許容土荷重の

表-19 計算による許容土荷重の高さ

種別	断面諸係数			許容土荷重の高さ													
	断面積	細長比		断面係数		断面2次半径		Arch					Post				
		arch	post	cm ³	cm ³	cm	cm	軸力	モーメント	最大緑応力	許容応力	土荷重高	軸力	モーメント	最大緑応力	許容応力	土荷重高
		e/i_X	e/i_Y	W_X	W_Y	i_X	i_Y	N	M_b	σ	σ_a	H_1	N	M_c	σ	σ_a	H_1
VB-24	30.8	30	96	65.2	69.3	3.28	3.75	7670	32320	745	2240	3.0	7520	16576	498	1085	2.2
MU-29	37.0	25	80	97.4	95.8	3.96	4.14	7670	32320	545	2240	4.1	7520	15622	364	1485	4.1
新R-30	38.3	25	80	108.0	28.0	3.98	1.98	7670	32320	500	2240	4.5	7520	15576	340	1485	4.4
新R-37	47.3	22	70	149.0	37.0	4.49	2.17	7670	32320	379	2240	5.9	7520	15186	261	1695	6.5
溶接H 150×150	38.9	16	50	202.2	67.6	6.23	3.61	7670	32320	357	1820	5.1	7520	14945	268	1608	6.0

表-20 新, 古レール断面諸係数比較表

種別	25 kg	30 kg		37 kg		50 kg	
	新レール	古レール	新レール	古レール	新レール	古レール	新レール
A	31.4	32.8	38.3	38.5	47.3	54.1	64.3
I_X	412	456	604	654	952	1231	1744
I_Y	81	196	152	198	227	342	377
W_X	(86) 82	(104) 82	(116) 108	(137) 104	(163) 149	(229) 165	(261) 225
W_Y	16	25	28	32	37	53.9	59.4
i_X	3.6	3.6	4.0	4.0	4.5	4.7	5.1
i_Y	1.6	2.0	2.0	2.3	2.2	2.5	2.4

(注) A: 断面積 (cm²) 上表の古レール断面積諸値はレール頭部の摩耗量 30 kg レール 9 mm, 37 kg レールは 14 mm, 50 kg レールは 16 mm として計算した。
 I: 断面2次モーメント (cm⁴) 30 kg レール 9 mm, 37 kg レールは 14 mm, 50 kg レールは 16 mm として計算した。
 W: I/Y 断面係数 (cm³) () 内は Y' に対するもの
 i: $\sqrt{I/A}$ 断面2次半径 (cm)

表-21 設計に使用される鋼アーチ支保工の強度

種 別	許容される土荷重の高さ h (m)	破壊される土荷重の高さ H (m)
VB- 24	1.8	1.8×2.0=3.6
MU- 29	2.5	2.5×2.0=5.0
古レール 37	3.6	3.6×2.0=7.2
古レール 50	4.6	4.6×2.0=9.2
H 150×150	4.1	4.1×2.0=8.2

高さの適用については、とくに注意をしなければならない。

(7) 鋼アーチ支保工の工費の比較

設計に使用する鋼アーチ支保工の強度をもとにして、VB-24, MU-29, H150×150 を使用した場合の単線 1 号型用鋼アーチ支保工の工費を比較した。

ただし、古R-37, 古R-50 は全荷重破壊試験の際、座屈破壊したのでトンネル支保工材として不適当と認め、ここでは除外した。

a) 支保工の単価 鋼アーチ支保工 1 基あたりの単価は主鋼材付属品と加工費につき算定した。

主鋼材は昭和 36 年 8 月市場価格(含運送費)であるが VB-24, MU-29, H150×150 は曲げ加工, 切断をふくんだ価格を使用した。付属品は、拱頂継手板, 底板, ボールト, 溶接材料費で加工費は加工, 切断, 付属品取り付け費である。鋼アーチ支保工, 1 基あたりの単価は表-22 のとおりである。

表-22 支保工単価

種 別	支保工 1 基あたり単価内訳(円)				備 考
	主 鋼 材	付 属 品	加 工 費	計	
VB- 24	18 730	2 890	0	21 620≒21 600	
MU- 29	22 440	2 890	0	25 330≒25 300	
H150×150	26 130	2 890	0	29 020≒29 000	

(注) 主鋼材の単価は下記によった(昭和 36 年 8 月 1 日現在調べ)。

VB-24	市場価格	53 000 円/t	(含曲げ加工)
MU-29	市場価格	53 000 円/t	(含曲げ加工)
H150×150	市場価格	57 000 円/t	(含曲げ加工)

b) 工費の比較 支保工の強度には表-21 を用い、支保工の強度比および支保工の工費を算出し、H 150×150 との工費を比較したものが表-23 である。

(8) 結 語

国鉄単線トンネルの全断面掘削用鋼アーチ支保工の荷重試験を行なった結果、つぎのことがわかった。

① (3)では、鋼アーチ支保工材としてVB-24, MU-29, 新レール 30 kg, 新レール 37 kg, 溶接形鋼 H150×150 を用いて影響線により偏荷重ならびに全荷重による

許容土荷重高をそれぞれ求め、支保工の許容土荷重の高さとして表-6 を得た。

② (4)では、鋼アーチ支保工材としてVB-24, MU-29, 新レール 30 kg, 新レール 37 kg, 溶接形鋼 H150×150 を用いて偏荷重ならびに全荷重による破壊試験を行ない、支保工の破壊される土荷重の高さとして表-11 を得た。

③ (5)では、クサビの締め方および、クサビの位置が、支保工の強度におよぼす影響を、MU-29 を用いて実験し表-17 を求め、クサビの締め方およびクサビの位置が支保工の強度に非常に影響のあることを示した。

④ (6)では、実験に使用した鋼アーチ支保工の強度から設計に使用する鋼アーチ支保工材の強度として表-21 を得た。

⑤ (7)では、鋼アーチ支保工の工費を比較し、表-23 を得た。

2. 国鉄新幹線複線トンネルの鋼アーチ支保工の実験的研究

緒 言 1.において述べたように単線型鉄道トンネルの鋼アーチ支保工の実験的研究を行なったので、引き続いて現在施工中の新幹線複線型鉄道トンネルの半断面掘削用鋼アーチ支保工について、新丹那トンネル西坑口付近で、昭和 36 年 4 月～6 月にわたり古 50 kg レール, 圧延H形鋼 150×150, 200×200 の 3 種類について実物実験により強度を比較し、さらに工費をふくめての検討を行なった。

(1)では、実験材料として古 50 kg レール, H 形鋼 150×150, 200×200 計 3 種類を用いたこと、実験装置

写真-3 H 形鋼強度試験

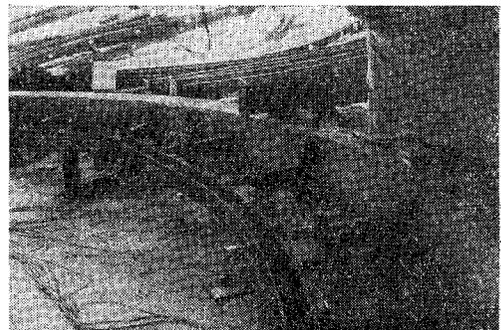


表-23 工 費 の 比 較

種 別	断 面 係 数 (cm ³)		許容される土荷重の高さ (m)	支保工強度比 (%)	支保工単価 (円)	H150×150との 工費の比較 (%)
	W_x	W_y				
VB-24	65	69	1.8	45	21 600	165
MU-29	97	96	2.5	60	25 300	145
H 150×150	218	75	4.1	100	29 000	100

度を上げるため、弾性反力板(図-66)と5tのスクリージャッキを組み合わせる方法(写真-4)を用いた。

図-67は支保に堅木、生木(松)、弾性反力板のクサビを使用した場合の荷重変形曲線である。

支保工端部の支点にも弾性支承板を取りつけた。

c) 許容応力 本実験に使用した支保工の許容応力は

1. (1), c) 許容応力で述べたものを用いた。影響線より鋼アーチ支保工の強度を求める場合

$$H \text{ 形鋼} : \sigma_a = 1300 \times 1.4 = 1820 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{古R-50} : \sigma_a = 1600 \times 1.4 = 2240 \text{ kg/cm}^2$$

計算より鋼アーチ支保工の強度を求める場合、

$$H \text{ 形鋼} : \sigma_a = [1300 - 0.06(l/i_x)^2] \times 1.4 \leq 1300 \times 1.4 \leq 1820 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{古R-50} : \sigma_a = [1700 - 0.1(l/i_x)^2] \times 1.4 \leq 1600 \times 1.4 \leq 2240 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 荷重による鋼アーチ支保工の影響線の測定

a) 目的 (3)で支保工が偏荷重(土荷重が支保工

に部分的にかかった場合)または、全荷重(土荷重が支保工全体にかかった場合)を受けた場合の強度を求めるための基礎測定として、(2)では、支保工の12カ所のクサビ位置(図-64参照)のうち1カ所ずつ(支保工は左右対称形なので実際は6カ所)に荷重をかけ、支保工の各クサビ位置に生ずる応力を実験により求めた。

b) 支承条件および荷重 応力を測定するための荷重の条件および測定点は表-25、図-64のとおりである。弾性支承板を用いて反力をとらせ、最大縁応力を比例限度内にあるようにしながら各点において載荷した。

表-25 測定表

荷重点	1', 2', 3', 4', 5', 6' のうち1カ所
荷重	各荷重点ごとに最大縁応力が比例限度内にあるようにした
水平支持点	1-1', 4'-5', 4-5 間の3カ所
クサビ位置	1', 2', 3', 4', 5', 6', 1, 2, 3, 4, 5, 6 のうち荷重点を除いた11カ所
応力測定点	1', 2', 3', 4', 5', 6', 1, 2, 3, 4, 5, 6 のうち、外側の24カ所

c) 応力の測定 応力の測定方法および実験結果のデータ整理は1.(2)c) 応力の測定と全く同様であって、その測定した結果を示したのが図-68~73である。

(3) 影響線より求めた鋼アーチ支保工の強度

a) 目的 本節では、実際に支保工を建込んだ場合に周囲の1mの地山のゆるみが偏荷重または全荷重の土荷重として各クサビ点を通じて支保工に外力をおよぼすときの状態を考え、この荷重状態のもとで支保工の各クサビ点に生ずる応力を(2)の実験により求めた影響線を用いて導き、さらに支保工の許容土荷重の高さ(強度)を求めたものである。

写真-4 クサビ点の弾性支承装置

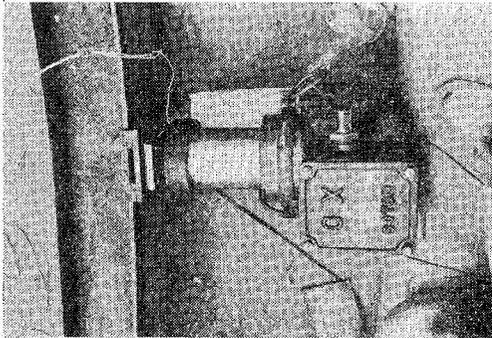


図-67 荷重変形曲線

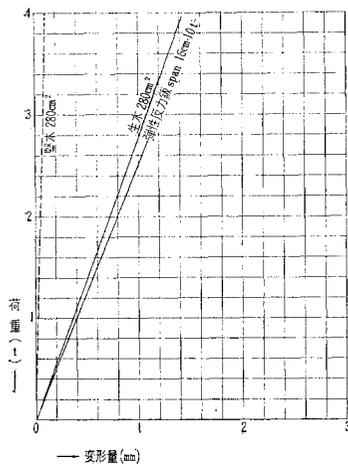


図-68 H 150×150 内側の影響線応力 (kg/cm²)

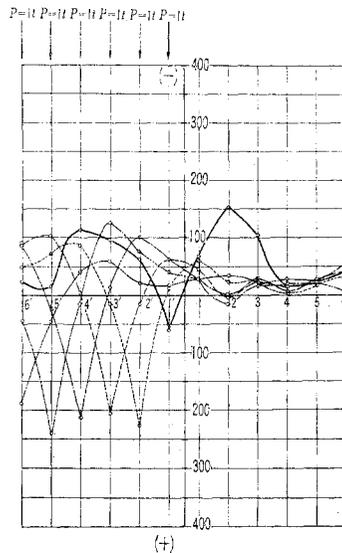
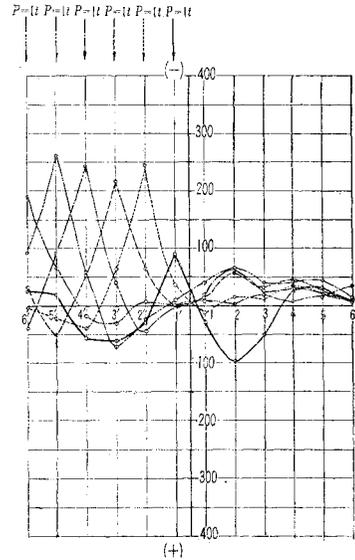


図-69 H 150×150 外側の影響線応力 (kg/cm²)



b) 荷重 1. (3) b) 荷重で述べたと同様に 1m の地山のゆるみを考え、Proctor and White 氏の方法で、地山の単位容積重量を 2.7 t/m^3 とし、各クサビ点に作用する土荷重を計算したものが 図-74 および 表-26

である。

実験に用いた荷重は、(3) の場合は 表-26 の F の値を、また (4) の場合は 表-26 の F' の値を用い、おのおの荷重が部分的に、あるいは全面的に作用した偏荷重、

表-26 1m 土荷重による荷重表

荷重	クサビ点	1	2	3	4	5	6	7	計 (両側)
垂直土荷重	$W(t)$	2.59	3.24	2.92	2.54	2.13	1.56	0.59	31.14
支保工に直角な W の分力の荷重	$F(t)$	2.58	3.10	2.66	2.40	2.10	1.65	0.69	30.36
受働土圧をふくめた荷重	$F'(t)$	3.45	4.07	4.10	3.35	2.70	2.50	0.69	41.72

図-70 H 200×200 内側の影響線応力 (kg/cm^2)

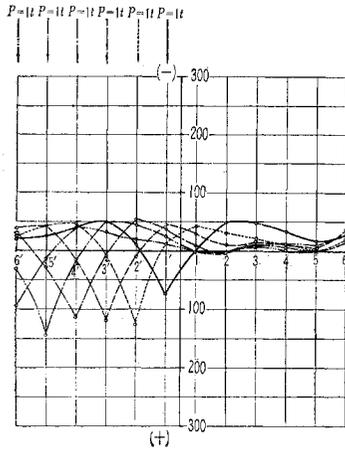


図-71 H 200×200 外側の影響線応力 (kg/cm^2)

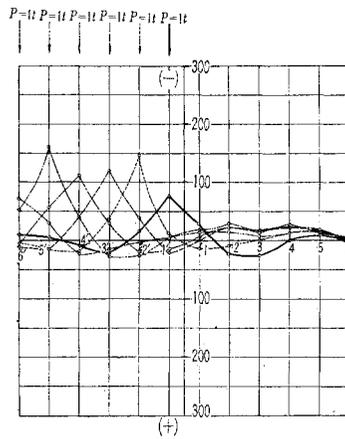


図-72 古レール 50kg 内側の影響線応力 (kg/cm^2)

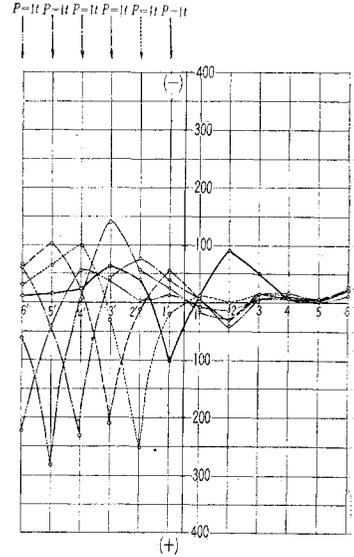


図-73 古レール 50kg 外側の影響線応力 (kg/cm^2)

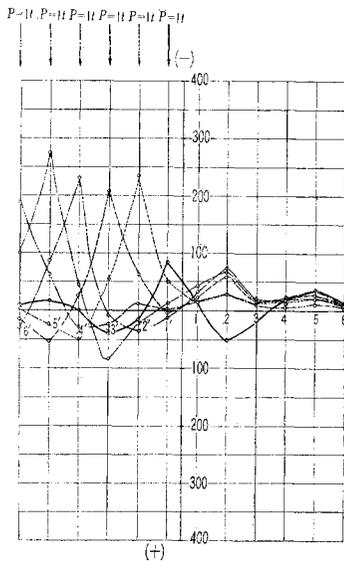
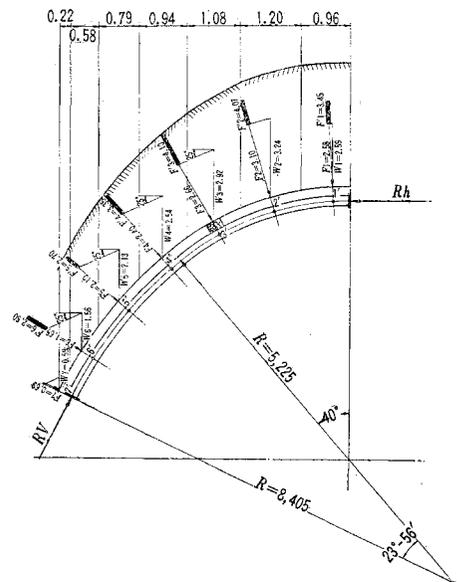
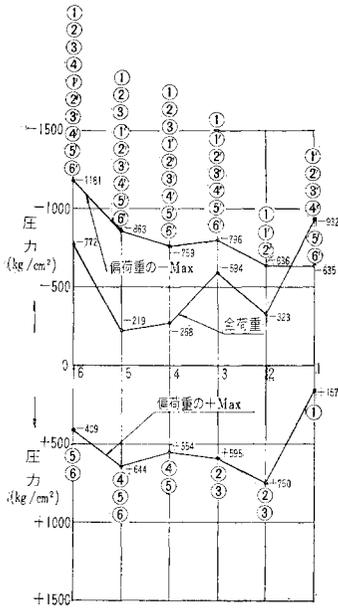


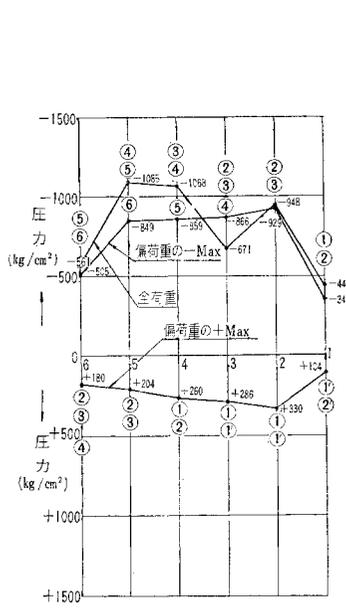
図-74 1m 土荷重による荷重図



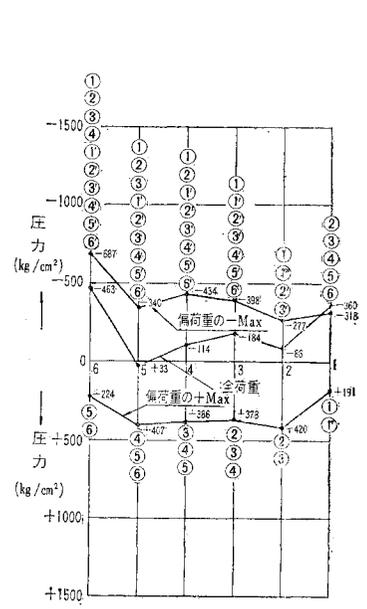
図一75 H 150×150 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)



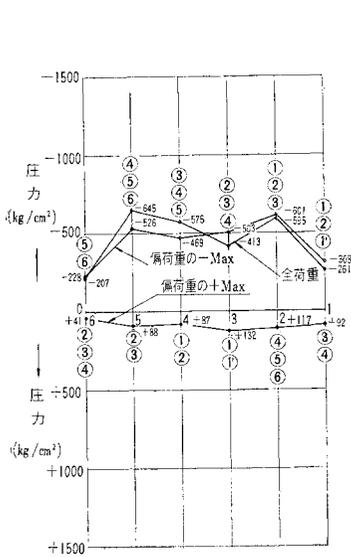
図一76 H 150×150 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)



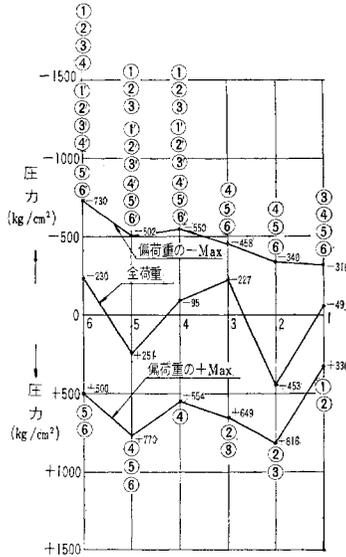
図一77 H 200×200 の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)



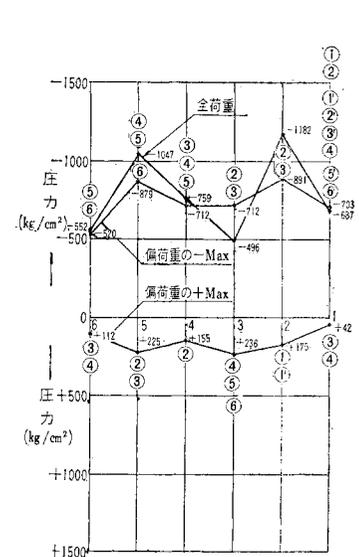
図一78 H 200×200 の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)



図一79 古 R 50 kg の 1 m の高さの土荷重による応力 (内側)



図一80 古 R 50 kg の 1 m の高さの土荷重による応力 (外側)



全荷重の場合について検討した。

c) 影響線より求めた鋼アーチ支保工の強度 1 m の土荷重が偏荷重および全荷重として作用した場合、支保工に生ずる応力は、1. (3)c) 影響線より求めた鋼アーチ支保工の強度と同様に、(2)c) 応力の測定で求めた 1 t 荷重による応力の値に、表一26 の F の荷重の値を乗じて求めた。

1 m の高さの土荷重を全荷重として受けた場合の応力および偏荷重として受けた場合の応力、ならびに、その

応力を起こした荷重位置を示したのが図一75~80である。

図一75~80 中 O 印の中の数字は、偏荷重の場合応力を起こした荷重位置を示す。

図一75~80 より各カサビ位置における応力の最大値を全荷重、偏荷重別に示したのが表一27である。

表一27 の各カサビ点における偏荷重、全荷重別の最大応力の値で、その高さを求めたものが表一28~29である。

表-27 全荷重, 偏荷重による最大応力

種 別	全荷重による最大応力 (kg/cm ²)						偏荷重による最大応力 (kg/cm ²)					
	6	5	4	3	2	1	6	5	4	3	2	1
H 150×150	-772	-1 085	-1 068	-671	-948	-932	-1 181	-863	-859	-866	-929	-635
H 200×200	-463	-645	-575	-413	-595	-360	-687	-526	-469	-503	-601	-318
古 R-50	-552	-1 047	-759	-496	-1 182	-687	-730	-879	-712	-712	-891	-703

表-28 偏荷重を受けた場合の各クサビ点における最大応力と許容土荷重の高さ

種 別	許容応力 (kg/cm ²) σ_a	最大応力と土荷重の高さ													
		σ_6'	h_6'	σ_5'	h_5'	σ_4'	h_4'	σ_3'	h_3'	σ_2'	h_2'	σ_1'	h_1'	C'	h'_{min}
H150×150	1 820	-1 181	1.5	-863	2.1	-859	2.1	-866	2.1	-929	2.0	-635	2.9	6	1.5
H200×200	1 820	-687	2.7	-526	3.5	-469	3.9	-503	3.6	-601	3.0	-318	5.7	6	2.7
古 R-50	2 240	-730	3.1	-879	2.6	-712	3.1	-712	3.1	-891	2.5	-703	3.2	2	2.5

表-29 全荷重を受けた場合の各クサビ点における最大応力と許容土荷重の高さ

種 別	許容応力 (kg/cm ²) σ_a	最大応力と土荷重の高さ													
		σ_6	h_6	σ_5	h_5	σ_4	h_4	σ_3	h_3	σ_2	h_2	σ_1	h_1	C	h_{min}
H150×150	1 820	-772	2.4	-1 085	1.7	-1 068	1.7	-671	2.7	-948	1.9	-932	2.0	5	1.7
H200×200	1 820	-463	3.9	-645	2.8	-575	3.2	-413	4.4	-595	3.1	-360	5.1	5	2.8
古 R-50	2 240	-552	4.1	-1 047	2.1	-759	2.9	-496	4.5	-1 182	1.9	-687	3.3	2	1.9

(注) σ_a : 第1点~第6点の各点における部材の許容応力 (kg/cm²)
 $\sigma_1' \sim \sigma_6'$: 1 m の土荷重で偏荷重のとき影響線より求めた第1点~第6点の各点における最大応力 (kg/cm²)
 $\sigma_1 \sim \sigma_6$: 1 m の土荷重で全荷重のとき影響線より求めた第1点~第6点の各点における最大応力 (kg/cm²)
 $h_1' \sim h_6'$: 偏荷重のとき, 第1点~第6点の各点で許容される土荷重の高さ (m)
 $h_1 \sim h_6$: 全荷重のとき, 第1点~第6点の各点で許容される土荷重の高さ (m)
 h'_{min} : 偏荷重のとき許容される土荷重の高さの最小値 (m)
 h_{min} : 全荷重のとき許容される土荷重の高さの最小値 (m)
 C': 偏荷重のとき許容される最小土荷重の高さを生ずる測定位置
 C: 全荷重のとき許容される最小土荷重の高さを生ずる測定位置

(4) 破壊試験より求めた鋼アーチ支保工の強度

a) 目的 全荷重による支保工の破壊試験を行ない, 支保工の破壊される土荷重の高さを求め, 影響線より求めた許容土荷重高さとを比較することにより許容土荷重高さと安全率を検討した。

b) 全荷重による破壊強度試験 (3)c) の影響線より求めた支保工の強度で述べた結果と比較するため, 全クサビ点 12 カ所より表-26 の受働圧力をふくめた F' の荷重比率でいっせいでん載荷して, 土荷重が全荷重として作用したときの支保工破壊試験を行なった。

① 支保の条件および荷重: 支保および荷重の状態ならびに変形の測定点は, 図-81, 表-30 のとおりである。

破壊試験は応力測定の実験にくらべて荷重が大きいので, 弾性支保板をはずした支承条件で表-26 の受働圧力をふくめた荷重 F' の大きさの割合で段階的に 12 点より載荷した。

② 実験結果: 破壊試験は荷重と変形量の関係を記入しながら, 支保工が完全に破壊せんとする直前まで載荷し, この荷重の総和を支保工の破壊荷重とした。写真-5 は古 50 kg レールの破壊直前のもので, 面外の座屈を

表-30 荷重条件表

種 別	測 定 位 置
荷 重 点	1', 2', 3', 4', 5', 6', 1, 2, 3, 4, 5, 6 の 12 カ所
水平支持点	1'~1, 4'~5', 4~5 の中間の 3 カ所
変形測定点	1', 2', 3', 4', 5', 6', 1, 2, 3, 4, 5, 6 の 12 カ所での水平垂直方向

写真-5 古 R-50 kg レールの全荷重破壊試験

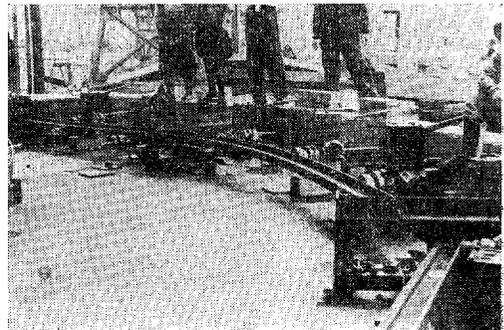


図-81 荷 重 図

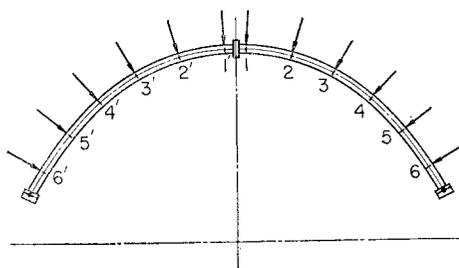
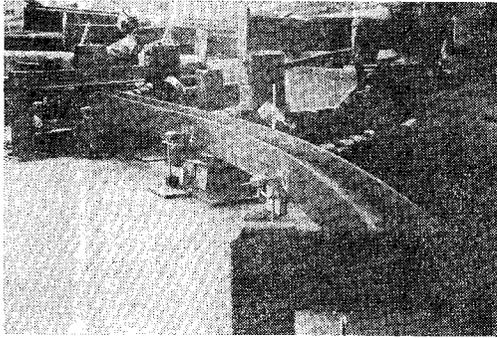


写真-6 H 200×200 の全荷重破壊試験



起こしている。

また、写真-6は H 200×200 面内の座屈を示している。

H150×150, H200×200, 古 50 kg レールの3種類について行なった破壊荷重の値は表-31 のとおりである。

表-31 破壊荷重

種 別	破壊荷重(t)	記 事
H 150×150	145	面内破壊
H 200×200	235	面内破壊
古 R-50	165	面内、面外同時座屈

e) 破壊試験より求めた鋼アーチ支保工の強度 前述の破壊試験より支保工の破壊強度を求めてみると、つぎのとおりである(表-32 参照)。

表-32 破壊土荷重の高さ

種 別	断面係数 (cm ²)		全荷重破壊試験の値			記 事
	W _X	W _Y	P ₀ (t)	P ₂ (t)	H (m)	
H 150×150	218	75.1	145	41.72	3.5	摩耗度の低い古 50 kg レール
H 200×200	470	160	235	41.72	5.6	
古 R-50	210	58	165	41.72	3.9	

(注) P₂: 計算による 1m の土荷重とその荷重による受働圧力との和 (t)

P₀: 全クサビ点 12 方所に表-26 の F' の荷重の大きさの比率で荷重をかけたとき部材が破壊されるとき12点の総荷重 (t)

H: 12点の荷重で破壊される土荷重の高さ (m)

表-34 計算より求めた鋼アーチ支保工の強度

種 別	断 面 諸 係 数								許 容 土 荷 重 の 高 さ				
	断面積 A	細長比 λ	断面係数		断面2次半径		断面2次 モーメント		軸 力 N	モーメント M _b	最大線応力 σ	許容応力 σ _a	土荷重 の 高さ H ₁
			cm ² W _X	cm ² W _Y	cm i _X	cm i _Y	cm ⁴ I _X	cm ⁴ I _Y					
H 150×150	39.96	19	218	75.1	6.40	3.75	1640	563	18850	55260	-725	-1785	2.5
H 200×200	63.32	14	470	160	8.62	5.03	4700	1600	18850	55260	-416	-1805	4.3
古 R-50 (新R-37)	47.3	27	149	37	4.49	2.17	952	227	18850	55260	-770	-2240	2.9

表-35 実験に使用した古 R-50 と設計に使用する古 R-50 との断面係数の比較

種 別	断 面 係 数 (cm ²)	重 量 (kg)	新 R-37 の断面係数を 100 としたときの断面係数の百分率 (%)	新 R-37 の重量を 100 としたときの重量の百分率 (%)
新 R-50	225	50.4	151	136
古 R-50 (実験片)	202	47.3	135	127
古 R-50 (設計用)	149	37.2	100	100

破壊荷重を 1m の土荷重とその荷重による受働圧力との和 41.72 t で除した値を全荷重による支保工の破壊される土荷重の高さとした。

(5) 鋼アーチ支保工の強度の検討

a) 実験に使用した鋼アーチ支保工の強度

実験材

圧延H形鋼 H 150×150, H 200×200

古レール 50 kg

を使用しての支保工の許容される土荷重の高さ(表-28, 29 参照), および支保工の破壊される土荷重の高さ(表-32 参照) をまとめたものが 表-33 である。

表-33 許容ならびに破壊土荷重の高さ (m)

種 別	許容土荷重の高さ		破壊土荷重の高さ		安 全 率
	偏 荷 重	全 荷 重	全 荷 重	全 荷 重	
	H ₂	H ₃	H ₅	H ₅ /H ₃	
H 150×150	1.5	1.7	3.5	2.0	2.0
H 200×200	2.7	2.8	5.6	2.0	
古 R-50	2.5	1.9	3.9	2.0	

全荷重による破壊土荷重の高さ H₅ と全荷重の場合の許容土荷重の高さ H₃ との比を求めてみると 2.0 という値となった。

b) 計算により求めた鋼アーチ支保工の強度 1. (6) (鋼アーチ支保工の強度の検討) b) (計算により求めた鋼アーチ支保工の強度) で述べた方法で、同様にして新幹線半断面用鋼アーチ支保工の強度を 図-74 の荷重により計算した結果が 表-34 である。

c) 設計に使用する鋼アーチ支保工の強度 設計に使用する支保工材と実験に使用した支保工材とは圧延 H 形鋼については全く同様であるが、古 50 kg レールについてはその断面、品質に大幅の相違があるのでこれを考慮し、設計に使用する古 50 kg レール鋼アーチ支保工の強度を検討した。

この実験では、新 37 kg レールがなかったので古 50 kg レールを用いて実験したが、この古 50 kg レールは 表-24 に示したように、断面諸係数が新 37 kg レール

に比して大きく相違していたので、これを新 37 kg レールの断面に換算すると表-35 のとおりとなる。

実験に使用した古 50 kg レールの断面係数は設計に使用する古 50 kg レール (新 37 kg レールに相当) にくらべ、 $135-100=35\%$ 上まわっている。

以上の考慮と表-33 を用いて、設計に使用される鋼アーチ支保工の破壊土荷重の高さを、表-36 のように推定した。

表-36 設計に使用される鋼アーチ支保工の強度

種 別	許容される土荷重の高さ	破壊される土荷重の高さ
	h (m)	H (m)
H 150×150	1.5	$1.5 \times 2.0 = 3.0$
H 200×200	2.7	$2.7 \times 2.0 = 5.4$
古 R-50	$1.9 + 1.35 = 1.4$	$1.4 \times 2.0 = 2.8$

(6) 鋼アーチ支保工の工費の比較

設計に使用する鋼アーチ支保工の強度をもとにして、H形鋼 150×150, 200×200, 古 50 kg レールを使用した場合の新幹線複線型半断面掘削用鋼アーチ支保工の工費を比較した。

① 鋼アーチ支保工の単価：鋼アーチ支保工の1基あたりの単価は、主鋼材、付属品と加工費につき算定した。主鋼材は昭和36年8月の市場価格 (含運送費) である。H形鋼 150×150, 200×200 は曲げ加工、切断をふくんだ価格を使用した。付属品は拱頂継手板、底板、ボルト、溶接材料費で、加工費は加工、切断、付属品取り付け費である。鋼アーチ支保工1基あたりの単価は表-37 のとおりである。

表-37 鋼アーチ支保工1基あたり単価

種 別	支保工1基あたり単価内訳(円)				摘要
	主鋼材	付属品	加工費	計	
H150×150	25 773	2 890	0	28 663≒28 700	
H200×200	40 794	2 890	0	43 684≒43 700	
古 R-50	22 430	2 890	1 760	27 080≒27 100	

(注) 主鋼材の単価は下記によった (昭和36年8月1日現在調べ)。
 H150×150 市場価格 57 000円/t (含曲げ加工)
 H200×200 市場価格 57 000円/t (含曲げ加工)
 古 R-50 市場価格 30 000円/t とし、発生くずは 20 000円/t、なお材料は定尺であり、また折損等を見込み 35% 増して、35% 分は発生くずで差し引く。

② 工費の比較：支保工の強度には表-36 を用い、支保工の強度比および支保工費を算出し、H 150×150 との工費を比較したのが表-38 である。

表-38 工費の比較

種 別	断面係数 (cm ²)		許容される土荷重の高さ (m)	支保工強度比 (%)	支保工単価 (円)	H150×150 との工費の比 (%)
	W_x	W_y				
H150×150	218	75.1	1.5	100	28 700	100
H200×200	470	160	2.7	180	43 700	85
古 R 50	149	37	1.4	95	27 100	100

(7) 結 語

国鉄新幹線複線型トンネル半断面掘削用鋼アーチ支保工の荷重試験を行なった結果、つぎのことがわかった。

① (3)では、鋼アーチ支保工材としてH形鋼 150×150, 200×200 および古 50 kg レールを用いて影響線により偏荷重ならびに全荷重による許容土荷重高さをそれぞれ求め、支保工の許容土荷重の高さとして表-28, 29 を得た。

② (4)では、鋼アーチ支保工材としてH形鋼 150×150, 200×200 および古 50 kg レールを用いて全荷重による破壊試験を行ない、支保工の破壊される土荷重の高さとして表-32 を得た。

③ (5)では、実験に使用した鋼アーチ支保工の強度から設計に使用する鋼アーチ支保工材の強度として表-36 を得た。

④ (6)では、鋼アーチ支保工の工費を検討し、H 150×150, H 200×200, 古 50 kg レールについて表-38 の支保工費の比較表を得た。

結 論 総合的にまとめれば次のとおりである。

1. においては、鋼アーチ支保工の強度を解明するため可縮坑わく鋼、H形鋼、レールを使用して国鉄単線トンネルの全断面掘削用鋼アーチ支保工の単位荷重による応力影響線を実物実験により作成し、これを用いて支保工の強度を求め、さらに破壊試験ならびに経済比較を行なった。

強度試験に用いた鋼アーチ支保工材の許容応力は、一時的構造物である支保工の使用目的を考慮して弾性限度以下であり、しかも破壊に対する安全率が2.0以上となるように、永久構造物に対する許容応力の40%増とした。ただし、古レールの許容応力は古物であることを考慮して可縮坑わく鋼と同じにした。その結果、① 鋼アーチ支保工の強度を明らかにした(表-21 参照)。② 鋼アーチ支保工の経済性を明らかにした(表-23 参照)。③ 鋼アーチ支保工において、クサビの締め方、および使用位置が支保工の強度におよぼす影響が非常に大きいことを明らかにした(表-17 参照)。

2. においては、さらにH形鋼、古レールを使用して国鉄新幹線複線トンネルの上半断面用鋼アーチ支保工の実物実験を行ない、1. と同様の方法により強度を求め、さらに破壊強度ならびに経済比較を行ない、その結果、① 鋼アーチ支保工の強度を明らかにした(表-36 参照)。② 鋼アーチ支保工の経済性を明らかにした(表-38 参照)。

1. 2. を通じての結論として、鋼アーチ支保工の強度およびその安全率について述べる(表-18, 33 参照)。

破壊試験の状態からみれば、座屈破壊は非常に急激であって支保工の使用目的にそわず、きわめて危険なので、鋼アーチ支保工は座屈破壊をさけるように設計すべきである。よって、この実験結果から座屈破壊が起こった場合を除いて考えることとした。したがって面外座屈の場合を除くと、許容土荷重高と、破壊土荷重高との比

がほぼ2.0となるので、各種鋼材について採用した許容応力ならびに安全率はほぼ妥当ではないかと思われる。

Proctor and White氏の計算式より求めた支保工強度の値と実験結果のそれとを比較すると、複線では、実験結果の方が相当小さい値を示した。

以上を総括すると、

① 本試験により、いままで経験、実例にもとづいて設計していた支保工強度の解明をしたばかりでなく、トンネルの土荷重の適確な推定についての足がかりを得たものと信ずる。

② トンネル支保工としては、もはや木製支柱式支保工に代って鋼アーチ支保工を採用すべきである。さらに、鋼材の断面としてはX軸、Y軸の断面係数の比の大きいレールのみが面外座屈を起こしている事実と施工の観点より見て、材質的に伸びの小さい古レールを漫然と使用するよりは、むしろ、トンネル用に設計された上記の断面係数比の比較的小さい伸びの大きい支保工用鋼材を使用すべきである。

③ 本実験研究より鋼アーチ支保工材として強度的、ならびに経済的にもH形鋼の比較の有利なことがわかったので、国鉄新幹線の総延長66kmにおよぶトンネルも着工当初は古50kgレールを使用していたが、現在は

全面的にH形鋼を採用している。この結果、作業中の重大災害は現在まで皆無であり、十分耐用命数をもつトンネルが完成されるものと確信している。

終りに、京都大学 小西一郎教授、村山朗郎教授、国鉄構造物設計事務所 友永和夫博士、西村俊夫博士に御指導を賜わり、試験遂行にあたっては国鉄札幌工事事務所の加藤武仁、宮崎 悍、および国鉄静岡幹線工事事務所の足立貞彦、高山 昭、青木礼二氏等に負うところが多かった。

参 考 文 献

- 1) Proctor and White: Rock Tunneling with Steel Supports, 1946.
- 2) 土木学会発行: 鋼鉄道橋設計示方書案解説, 昭和35年7月
- 3) 日本道路協会発行: 鋼道路橋設計示方書解説, 昭和36年4月
- 4) 高張力鋼鉄道橋研究委員会発行: 高張力鋼鉄道橋示方書案解説, 昭和34年
- 5) 国鉄構造物設計事務所発行: 溶接鋼鉄道橋設計示方書案解説, 昭和34年7月
- 6) 西村俊夫: 跨線橋(特に古レールを使用する)の設計について, 第5回停車場講演会記録, 昭和29年3月
- 7) 土木学会発行: 土木工学ハンドブック, 昭和29年
- 8) 大和久・栗原: 北陸トンネル支保工用レールの折損調査, 国鉄技術研究所速報, 昭和34年8月

(原稿受付: 1962. 5. 7)

RESEARCH ON TUNNEL STEEL ARCH SUPPORT

By Dr. Eng., Sadao Sakamoto C.E. Member

To decide beforehand the design of the thickness of tunnel lining suitable for the earth pressure is a difficult problem at the present stage of engineering. As a result it is mostly practised to decide the thickness of the lining by estimating the earth load through the extent of load acting on the timbering during the excavation work. Moreover, considering the fact that we rely on the actual measurement and experience to-day, it is a matter of course that the grasping the strength of timbering is important for the design of timbering and that it can give on important clue for the estimation of earth load necessary for the decision of the thickness of lining.

With respect to the whole-section steel arch of JNR single track and the upper half section steel arch for the double track of the new Tokaido line, using various kinds of steel, the stress influence lines due to unit load were prepared by conducting an experiment on actual object and their strength was obtained and at the same time the economic comparison was carried out. In order to make the experiment easier the support was assembled horizontally and thus a structure 50 cm deep conforming to the cross section of tunnel and being surrounded

with concrete wall was constructed so that a maximum load of 50 t may be applied by means of oil jack.

A unit load was applied to every point of the support where a wedge is driven in and the stresses caused inside and outside each wedged point were measured and the stress influence lines were prepared and the stress in the support was obtained by multiplying these stresses by the load resulted from the case the load due to the 1 m-deep earth load acts as an eccentric load and the total load, and the quotient obtained by dividing the allowable stress of the support members by the maximum stress at the wedged position, was made the depth of earth that causes the earth load allowable to the support.

Moreover, in order to compare it with the strength obtained from the influence lines, the rupture test of the support was conducted under the condition that the load including the pressure received from the entire wedged points is applied simultaneously and the earth load acts as the total load.

The allowable stress of the support was set at 1.4 times as much as that of the permanent structure, so that it is within its elastic limit and yet the factor of safety against failure is

Table. 1 Strength of steel arch support used for design.

Kind	Height of earth causing allowable earth load h (m)	Height of earth causing rupture earth load H (m)
VB 24	1.8	3.6
MU 29	2.5	5.0
H 150×150	4.1	8.2

Note: The used rails of 37 kg and 50 kg were omitted because they buckled and ruptured at the time of rupture test under full load and were deemed unsuitable for the tunnel support.

Table. 2 Strength of steel arch support used for design.

Kind	Height of earth causing allowable earth load h (m)	Height of earth causing rupture earth load H (m)
H 150×150	1.5	3.0
H 200×200	2.7	5.4
Used R 50	$1.9 \div 1.35 = 1.4$	2.8

Note: The section modulus of the used 50 kg rail used for the experiment has been determined, taking into consideration that it exceeds the section modulus of the used 50 kg rail (corresponds to new 37 kg rail) to be used for the design by 35%.

2.0 or more, taking into consideration the purpose of the use of support which is a temporary structure.

a) Whole cross-section steel arch support of single track Type.

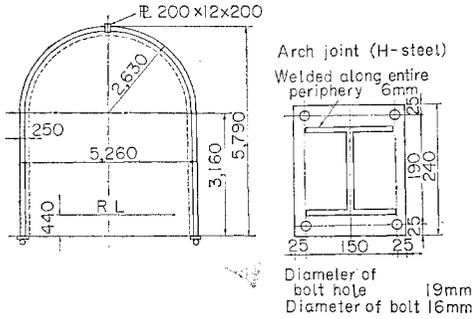


Fig. 1 Single track Type support.

b) Half-cross-section steel arch support of double track Type for the new Tokaido line.

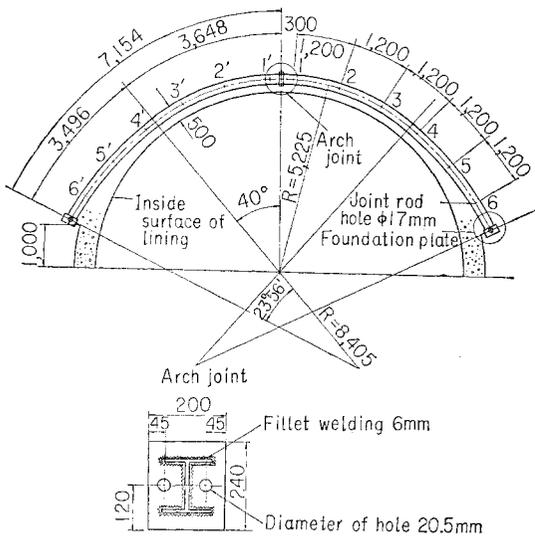


Fig. 2 Half cross-section steel arch support of double track Type for the New-Tokaido line.

The experiment proved that the occurrence of buckling rupture is extremely abrupt and makes the support unsuitable for its purpose and therefore the steel arch support, too, should be so designed as to avoid the occurrence of buckling rupture. Consequently the design was made, excluding the case where the buckling rupture occurred from the experimental results. So, if the case of buckling is excluded, the ratio of the height of earth causing the rupture earth-load to the height of earth causing the allowable earth-load becomes about 2.0. Therefore, the allowable stress 1.4 times as much as that of permanent structure which was applied to various steel materials, and the factor of safety are considered reasonable. In the light of the fact that only the rail, of which the ratio of the section modulus with respect to X-axis to that with respect to Y-axis is large, buckles at the time of rupture and breakage occurs very frequently during the cold working, it is concluded that the steel material of which the ratio of section modulus is small and the elongation is large should be used its support, rather than using the used rail at random.

As a result of the experiment and study mentioned above, at present H-steel is generally used for the tunnels whose aggregate length reaches 66 km on the new Tokaido line of JNR, although the used 50 kg rail was utilized at the beginning of the work.

(Received by the Society May 7, 1962)