

ブロック積み覆工トンネルに関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON MASONRY LINING TUNNEL

岡野法之¹⁾・津野究¹⁾・小島芳之¹⁾・朝倉俊弘²⁾

Noriyuki OKANO, Kiwamu TSUNO, Yoshiyuki KOJIMA, Toshihiro ASAKURA

It is necessary to estimate the strength of masonry tunnels in order to maintain these tunnels or assess the influence of adjacent construction work. Nevertheless, methods of calculation have not been established yet. We performed 2-D tunnel lining tests for masonry lining tunnels by using a 1/30 tunnel lining model machine to investigate the mechanical properties of masonry tunnel lining. As a result, we concluded the following: 1) the strength of masonry tunnel lining is nearly equal to that of concrete lining; 2) deformation efficiency of masonry tunnel lining is dependent on the condition and strength of joint; and 3) the masonry tunnel lining is a very flexible structure.

Key Words : Tunnel, Masonry lining, Model test, Block

1. はじめに

日本の鉄道トンネルにおいては、昭和20年代までに建設された石、レンガ、コンクリートブロックと目地材から成るブロック積みトンネルが数多く使用されている。これらを維持管理していくにあたって、また近年増加している近接工事の影響を評価するにあたっては、覆工そのものの構造耐力を評価することが必要不可欠となる。しかしながら、ブロック積みトンネルに関しては、構造耐力の評価方法が確立されておらず、無筋コンクリート覆工の耐力評価法を準用しているのが実情である。

そこで、ブロック積み覆工の構造耐力算定方法確立の基礎としてその変形・力学特性を把握するために、実際のトンネルの1/30の二次元覆工模型を作成し、直接載荷方式の覆工模型実験装置を用いてブロック積み覆工の載荷実験を行った。そして、その結果を以前実施した無筋コンクリート覆工のものと比較することにより、目地の有無による供試体レベルでの変形・力学特性を明らかにした。本論文は、それらの実験概要、結果および考察についてとりまとめたものである。

2. 実験概要

2. 1 実験装置

本載荷実験は複線断面を想定した縮尺1/30の直接載荷方式の覆工模型実験装置を用いて行った。試験装置を図-1に示す。この装置は、載荷用部材、反力フレーム、側壁脚部ストッパー、底板等からなる。載荷用部材は覆工模型断面に放射状に11組、軸方向に11列設置されており、載荷板、反力板、載荷用ボルトおよび硬質円筒形ゴムから構成されている。載荷板および反力板は覆工模型外周面に面で接触するように曲率を有しており、その大きさは、二次元の実験を実施する際の模型の奥行き6cmに合わせ、5.5cm×5.5cmとなっている。載荷用ボルトは反力フレームにねじ込む外側ボルトと、載荷板あるいは反力板と直接接続されている内側ボルトの2重ねじ

1) 正会員 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部

2) 正会員 京都大学 大学院 工学研究科

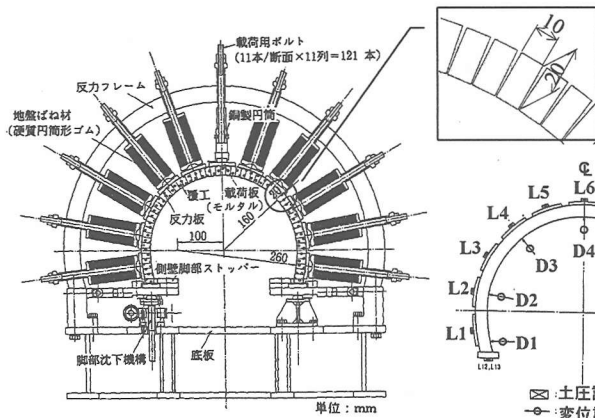


図-1 覆工模型実験装置

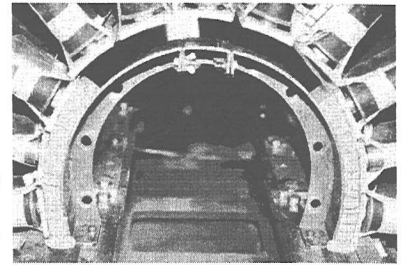


図-2 ブロック作成状況

表-1 モルタルブロックの配合 (5ℓ当たり)

早強ポルトセメント	フライアッシュ	細骨材 硅砂5号	水	ポリリス
1.98kg	2.98kg	3.97kg	2.18kg	0.0011kg

表-2 材料物性値

材 料		物 性 値	
モルタルブロック		圧縮強度 [MPa]	48.0
		静弾性係数 [MPa]	1.48×10^4
		ポアソン比	0.19
目地材	目地材 A (壁補修材)	圧縮強度 [MPa]	31.3
		静弾性係数 [MPa]	1.45×10^4
		ポアソン比	0.24
	目地材 B (消石灰)	圧縮強度 [MPa]	0.17
		静弾性係数 [MPa]	7.27×10^1
		ポアソン比	—
地盤ばね (円筒形ゴム)		ばね定数 [kN/mm]	0.08*

注) *: 変位量 4.0mm までは 0.11kN/mm

構造となっている。内側のボルトによりゴムの圧縮・開放を行うことが可能で、载荷箇所以外はゴムの弾性力により地盤反力を表現できる。また、载荷箇所については、円筒形ゴムを鋼製円筒管に交換して外側のボルトをねじ込むことにより载荷板を介して直接覆工に変位を与えることができる。载荷板には球座がついており、覆工模型の変形に対して追従できる構造となっている。無筋コンクリート覆工に関しては、本実験装置を用いた実験が数多く行われており、多くの知見が得られているとともに再現性も確認されている^{1) 2)}。

2. 2 実験方法

本研究では、表-1 に示す配合のモルタルを気温 20℃の恒温室内で型枠に打設し、型枠を脱型したのち 28 日間気中養生することにより、1cm×2cm×6cm のモルタルブロックを作成した。そして、モルタルブロックの目地となる面に目地材を塗布し、脚部より先端に向けて順にモルタルブロックを 61 個積み込むことにより、ブロック覆工模型を作成した (図-2)。目地材については、目地材の物性の違いによるブロック積み覆工の変形・力学特性を把握するため、圧縮強度がモルタルブロックとほぼ同程度で付着力のあるもの (しっくいと接着材の入った壁用補修材) と圧縮強度が非常に小さく付着力の小さいもの (消石灰) の 2 種類を用いた。以後、前者を「目地材 A」、後者を「目地材 B」と記す。一軸圧縮試験で得られたモルタルブロックおよび目地材の物性を表-2 に示す。载荷は、ブロック覆工模型作成から 20 時間程度経過した後各種計測機器を配置し、载荷板押込み量に基づく変位制御で行った。実験手順を図-3 に示す。

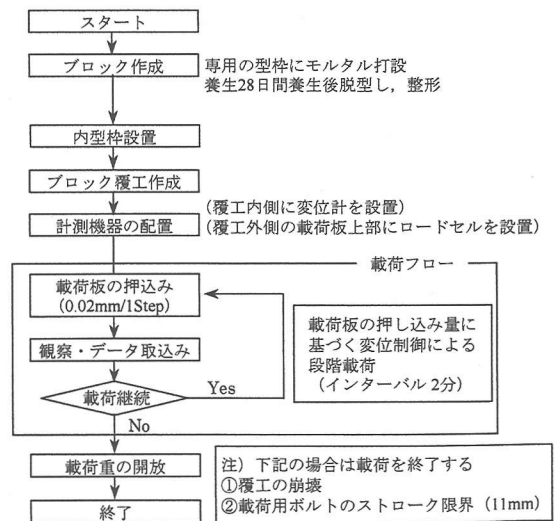


図-3 実験手順

2. 3 実験ケース

本研究では、載荷ケースを鉛直載荷（図 1 中 L6 の位置）および水平載荷（図 1 中 L2, L10 の位置）の 2 ケース、目地材を 2 種類（目地材 A および目地材 B）とした 4 ケースと、さらに、鉛直載荷の目地材 B について背面空洞が存在することを想定したケースの計 5 ケースの実験を行った。水平載荷においては、左右同時に同量だけ強制変位させた。そして、過去に行った同じ配合の無筋コンクリート覆工（以後「無筋覆工」と記す）の模型を用いて行った実験の結果を用いて、ブロック積み覆工と無筋覆工との比較を行った。以前実施した実験も併せた実験ケースを表-3 に示す。

表-3 実験ケース

No.	覆工種別	載荷	目地材	欠陥
①	ブロック (1 重巻き)	鉛直	A	なし
②			B	
③		水平	A	
④			B	
⑤		鉛直	B	背面空洞あり
⑩*	無筋	鉛直	目地なし	なし
⑪*		水平	目地なし	

*: 過去に行った無筋覆工のケース

3. 実験結果

3. 1 鉛直載荷

(1) 載荷点での変位と荷重の関係

実験より得られた載荷点での荷重と変位の関係は無筋覆工の実験結果も併せて図-4 に示す。なお、荷重は載荷板と載荷用ボルトの間に設置したロードセルにより得られた、載荷板 5.5cm×5.5cm 当りの値である。

最大荷重は無筋覆工が 18.2kN、目地材 A のケースが 18.1kN、目地材 B のケースが 16.3kN と、3 つのケースではほぼ同等の値となった。最大荷重に至るまでの領域における変形のしやすさをみると、ブロック積み覆工（目地材 B）、ブロック積み覆工（目地材 A）、無筋覆工の順であった。

変位量の増加に伴う覆工の挙動をみると、ブロック積み覆工、無筋覆工とも、変位が増加するにつれ荷重が増加し、ピークに至る傾向がみられた。最初の曲げ引張ひび割れ（以後、「第一ひび割れ」と記す）が発生する以前の初期段階では、荷重-変位曲線はほぼ線形であり、その勾配の大きさは無筋覆工、ブロック積み覆工（目地材 A）、ブロック積み覆工（目地材 B）の順であった。第一ひび割れが発生すると、無筋覆工では剛性（荷重-変位曲線の増加勾配）が低下するが、ブロック積み覆工ではこのような第一ひび割れ発生に伴う剛性低下はほとんどみられなかった。また、無筋覆工では、ひび割れや圧ぎの発生に伴う荷重の一時的な低下がみられたが、ブロック積み覆工では、目地材 A のケースで圧ぎ発生時に若干の荷重低下がみられるものの、ほとんどないといえる。

(2) ひび割れの進展

ブロック積み覆工および無筋覆工の載荷点変位と変位計取付位置の変位量の関係を図-5 に、載荷点変位量 4mm 時の各覆工の変形モードを図-6 に示す。ブロック積み覆工は、無筋覆工とほぼ同じモードで変形している。

つぎに、無筋覆工におけるひび割れ発生位置を図-7、ブロック積み覆工のひび割れ進展状況を図-8 に示す。図-8 では、曲げ引張ひび割れあるいは圧ぎの発生順序、および（ ）内に発生時の載荷板押込み量を記している。ブロック積み覆工と無筋覆工を比較すると、無筋覆工では天端内側および左右アーチ肩部外側に、曲げ引張ひび割れが 1~2 箇所発生するのに対し、ブロック積み覆工では天端内側および左右アーチ肩部外側に、目地部に沿って複数の曲げ引張ひび割れが発生した。目地材 B のケースでは、曲げ引張ひび割れの他に天端部内側に 2 箇所と左アーチ肩部の目地にせん断ひび割れが発生した。圧ぎについてみると、無筋覆工では両アーチ部の曲げ引張り

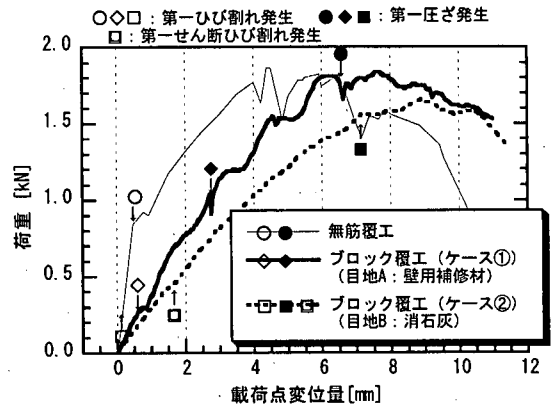
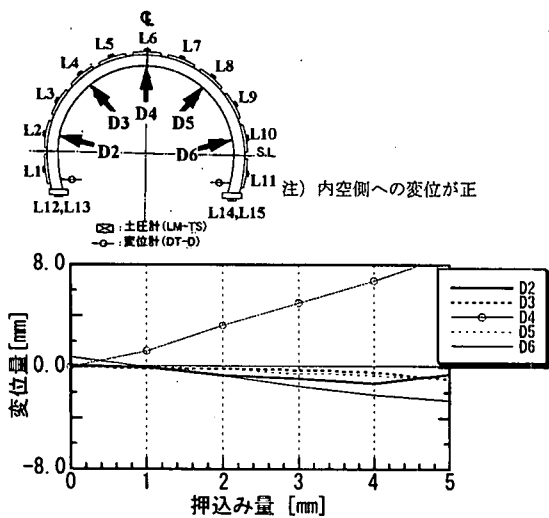


図-4 載荷点変位量と荷重の関係（鉛直載荷）



(a) ケース⑩ (無筋)

(b) ケース① (目地材 A)

(c) ケース② (目地材 B)

図-5 各部位における覆工変位量 (鉛直載荷)

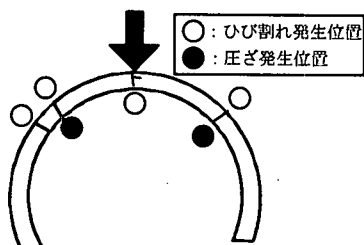


図-7 無筋覆工におけるひび割れ発生箇所 (鉛直載荷)

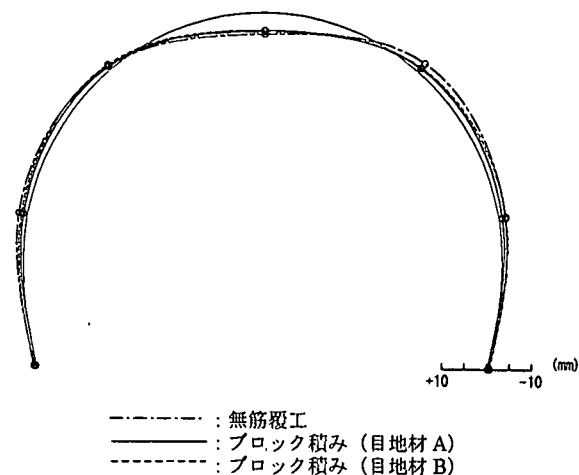


図-6 荷重点変位量4mm時の覆工の変形モード (鉛直載荷)

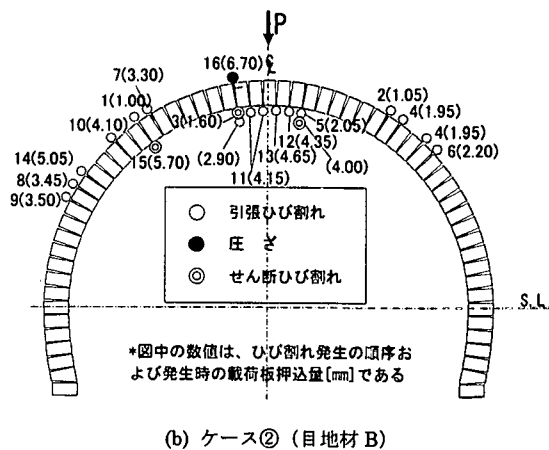
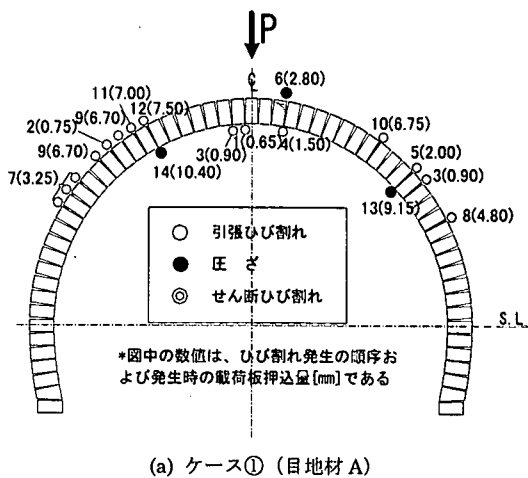


図-8 ブロック積み覆工におけるひび割れの進展状況 (鉛直載荷)

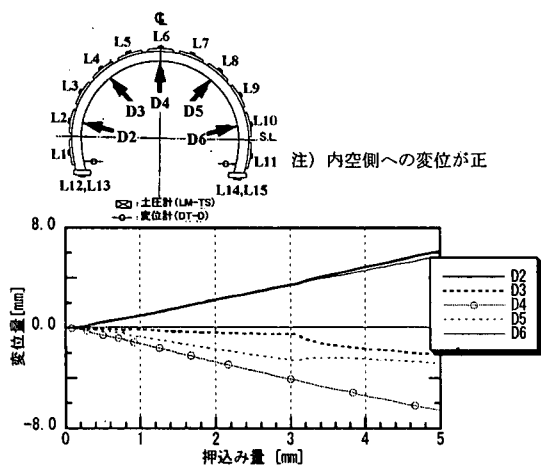
ひび割れ位置に発生したのに対し、ブロック積み覆工では、曲げ引張りひび割れの1つが進展し、目地材 A のケースでは両アーチ肩部および天端外側に、目地材 B のケースでは天端外側に発生した。

以上より、鉛直载荷に対するブロック積み覆工の変形特性は、変形モードおよび引張りひび割れの発生位置は無筋覆工とほぼ同じであるが、目地部に沿って複数の曲げ引張りひび割れが発生する点やせん断ひび割れがみられた点は、ブロック積み覆工のみにみられる特徴であるといえる。

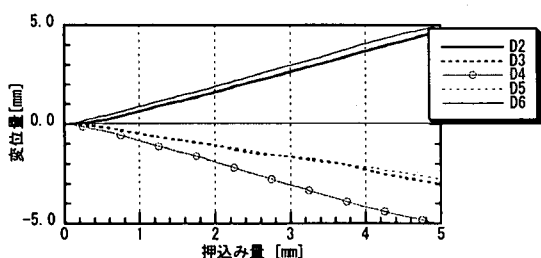
3. 2 水平载荷

(1) 载荷点での変位と荷重の関係

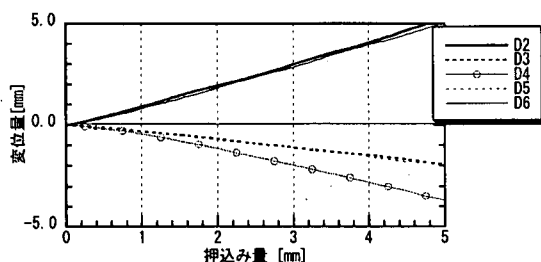
実験より得られた载荷点での荷重と変位の関係を図-9に示す。ここでは、過去に行った無筋覆工のケースの結果も併せて示す。まず、第一ひび割れ発生前における荷重-変位曲線は、鉛直载荷のケースと同様にほぼ線形であり、勾配は無筋覆工、ブロック積み覆工（目地材 A）、ブロック積み覆工（目地材 B）の順で小さくなった。無筋覆工の場合は、第一ひび割れ発生と同時に荷重が大きく低下し、その後、剛性も低下した。一方、ブロック積み覆工の場合は、第一ひび割れ発生に伴う剛性の低下は鉛直载荷の場合と同様にみられなかった。無筋覆工では、



(a) ケース⑩ (無筋)



(b) ケース① (目地材 A)



(c) ケース② (目地材 B)

図-10 各部位における変位量 (水平载荷)

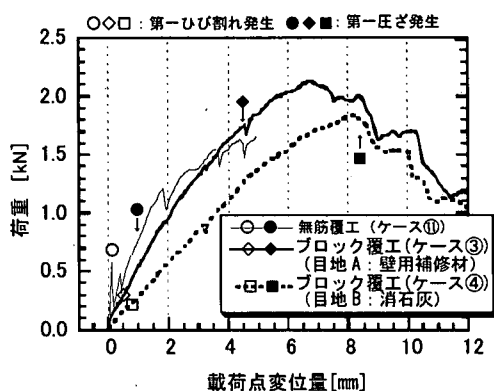


図-9 载荷点変位量と荷重の関係 (水平载荷)

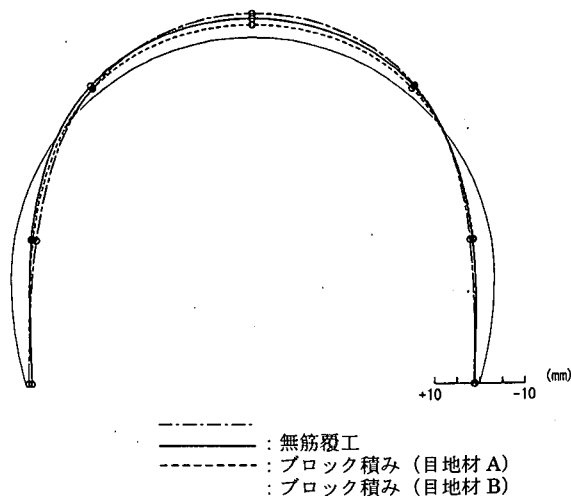


図-11 载荷点変位量 4mm 時の覆工の変形モード (水平载荷)

第一ひび割れ発生後もひび割れや圧ざに伴う荷重の一時的な低下がみられるのに対し、ブロック積み覆工の場合は目地材 A のケースで第一圧ざ発生直後に若干の荷重低下がみられるものの、ほとんどないといえる。

最大荷重については、無筋覆工のケースが最大変位まで載荷できていないため、無筋覆工との比較はできないが、目地材 A のケースが 20.6kN、目地材 B のケースが 16.3kN であり、鉛直載荷の場合と同様、目地材の違いによる大きな差は見られなかった。

(2) ひび割れの進展

載荷点変位と変位計取付位置の変位量との関係を図-10 に、載荷点変位量 4mm 時の各覆工の変形モードを図-11 に示す。これらより、ブロック積み覆工は無筋覆工とほぼ同じモードで変形していることがわかる。

つぎに、無筋覆工におけるひび割れ発生位置を図-12 に、ブロック積み覆工のひび割れ進展状況を図-13 に示す。ブロック積み覆工と無筋覆工を比較すると、無筋覆工では側壁 SL 付近内側とアーチ部外側に曲げ引張りひび割れが 1 箇所ずつ発生するのにに対し、ブロック積み覆工では、目地部に沿って、側壁 SL 付近内側およびアーチ肩部外側に複数の曲げ引張りひび割れが発生する結果となった。

圧ざについては、無筋覆工では両 SL 部外側およびアーチ肩部内側の曲げ引張りひび割れ位置に発生したのに対し、ブロック積み覆工では、曲げ引張りひび割れの 1 つが進展し、両アーチ肩部の内側および両 SL 部の外側に発生した。

以上より、水平載荷に対するブロック積み覆工の変形挙動は、変形モードおよびひび割れ、圧ざの発生位置は無筋覆工とほぼ同じであるが、目地部に沿って複数の曲げ引張りひび割れが発生する点は、ブロック覆工のみにみられる特徴であるといえる。

3. 3 背面空洞の影響

覆工背面の空洞を模擬してアーチ部の地盤ばね（図-1 中の L4, L5, L7, L8）を外し、鉛直載荷を行ったケース⑤の載荷点での荷重と変位の関係を図-14 に示す。アーチ部の地盤ばねを外したケースでは、外していないケース（ケース②）と比較して、初期の荷重-変位曲線の勾配は小さく、最大荷重も 1/5 以下となった。さらに、載荷点変位量 3.3mm 付近より荷重が低下し、載荷点変位 4.10mm の時点で図-15 に示すようにアーチ部が崩落した。

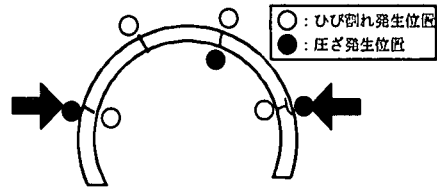
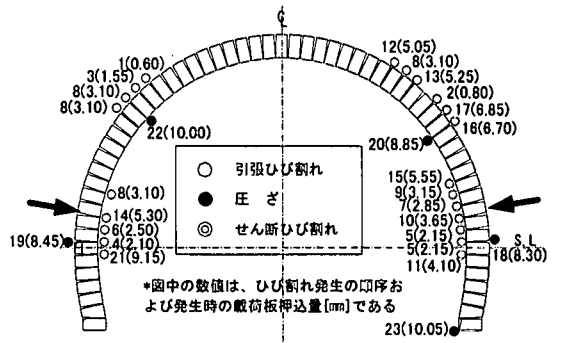
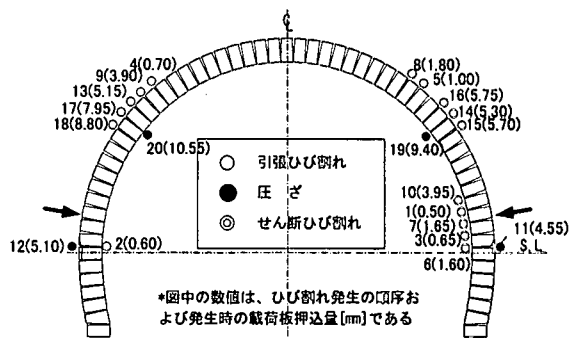


図-12 無筋覆工におけるひび割れ発生箇所（水平載荷）



(a) ケース①（目地材 A）



(b) ケース②（目地材 B）

図-13 ブロック積み覆工のひび割れ進展状況（水平載荷）

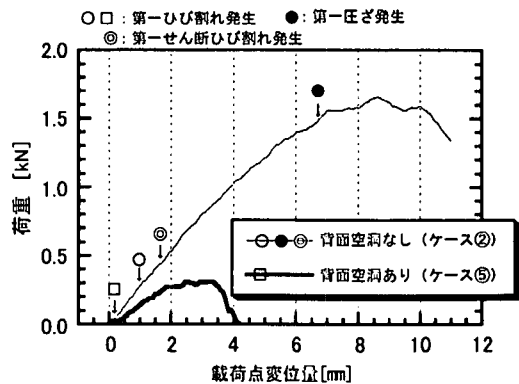


図-14 載荷点変位量と荷重の関係（ケース⑤）

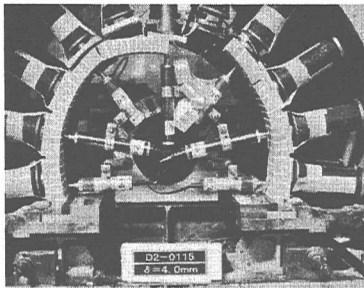


図-15 覆工崩落状況（ケース⑤）

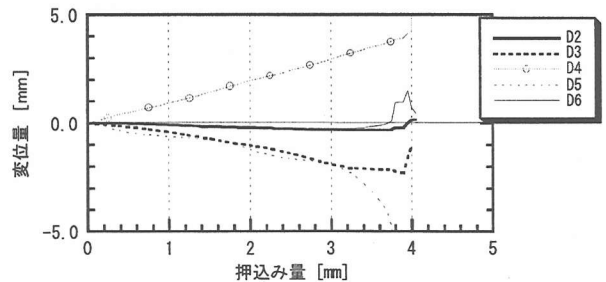


図-16 各部位における覆工変位量（ケース⑤）

図-16に荷重点変位と変位計取付位置の変位量との関係を示す。変位についてケース②と比較すると、地盤ばねを外した箇所（D3およびD5）において変位が大きいたことがわかる。また、押し込み量 3.2mm 付近で変形のモードが変わっていることが確認できる。つぎに、図-17にひび割れ進展状況を示す。曲げ引張りひび割れの発生位置は天端内側およびアーチ肩部外側であり、地盤ばねを入れたケース②とほぼ同じであるが、荷重点変位の小さい段階（1mm 以下）で多くのひび割れが発生した。さらに、押し込み量 3.25mm で両側壁内側（SL よりやや上）に曲げ引張りひび割れが発生しているが、これは変形のモードが変わった時点かつ荷重の低下開始時点と概ね一致した。

以上より、アーチ部の地盤ばねを外した場合、すなわち背面空洞が存在する場合は、覆工の耐力が大幅に低下し、比較的小さい荷重で曲げ引張りひび割れが発生しやすくなるのと同時に、最大荷重時の変位量も小さくなることがわかった。

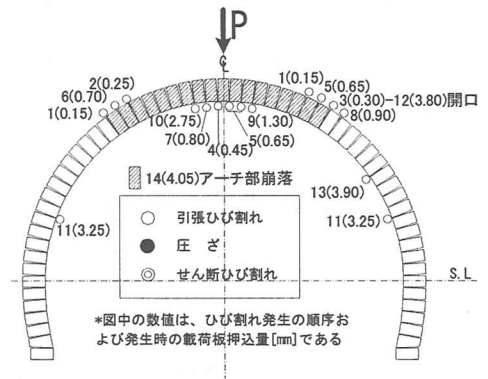


図-17 背面空洞がある場合のひび割れの進展状況（ケース⑤）

4. 考察

ブロック積み覆工は、構造的な弱点となり得る目地部での不連続面を有し、これが構造耐力にどのような影響を及ぼすかが変形・力学特性を把握する上で重要となる。本実験の結果、ブロック覆工は無筋覆工と比較してもほぼ同等の耐力を有し、目地材の強度には大きく依存しないことがわかった。換言すれば、レンガ等の母材および目地材が健全でかつ背面空洞がない場合は、耐力上問題とならない。また、変形モードも無筋コンクリートと同じであることもわかった。ただし、背面空洞がある場合は、実験結果のように耐力が大幅に低下するため、背面空洞の有無を把握することが非常に重要であり、背面空洞が確認された場合は、母材と目地が健全であることが前提であるが、裏込め注入による対策が有効であるといえる。

ひび割れ発生前のブロック積み覆工の剛性（荷重－変位曲線の勾配）については無筋覆工より小さくなり、目地材の一軸圧縮強度、付着力の小さい方がより小さくなる結果となった。したがって、ひび割れ発生前の弾性領域でブロック積み覆工の変形特性を議論する場合は、覆工の剛性を目地の状態や強度にあわせて小さくすることにより表現することが可能であると考えられる。

また、無筋覆工では、曲げ引張りひび割れの発生時に荷重の急激な低下とともに剛性が低下し、これを繰り返しながら荷重が増加して最大荷重に至るが、ブロック積み覆工では、目地材 A のケースで圧さ発生時に若干の荷重低下がみられるものの、初期の剛性をほぼ保ったまま直線的に荷重が増加して最大荷重に至っている。このことより、ブロック単体は無筋覆工と同様に脆性的な材料であるが、ブロック積み覆工全体の構造に関しては、目地材の存在によりひび割れ発生時にも脆性的な挙動をせず、フレキシブルであるといえる。

さらに考察を加えれば、無筋覆工の場合、引張縁がモルタルの引張強度に達した時点で曲げ引張ひび割れが発生するが、ブロック積み覆工では、引張縁がブロックと目地の付着強度あるいは目地材の引張強度に達したとき、ブロックと目地との境界や目地そのものに曲げ引張ひび割れが発生したと考えられる。モルタルの引張破壊は一般的に脆性的であるので、曲げ引張ひび割れ発生時に荷重の急激な低下がみられるのに対し、モルタルと目地材との付着強度および目地材 B の引張強度は、モルタルの引張強度に比べかなり小さいので、ひび割れ発生に伴う荷重の急激な低下がみられなかったと考えられる。

実際のブロック積みトンネルにおいても、レンガ等の母材の引張強度よりもブロックと目地との付着強度や目地材の引張強度が小さいことが一般的であると考えられ、このような場合は、ブロックと目地の付着強度および目地材の引張強度や変形特性がブロック積み覆工の変形挙動に大きな影響を示すと考えられる。ブロック積み覆工の挙動を厳密に解析的手法で表現するためには、これらを考慮したものにする必要があるといえる。

5. 結論

本研究では、ブロック積みトンネル覆工の力学的評価を行う手法の確立を目的として、1/30 の覆工模型による実験を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) ブロック積み覆工の耐力は、目地が健全であり、覆工背面の空洞がない場合には、無筋覆工と同等であり、目地材の強度には大きく依存しない。
- (2) ひび割れ発生前の覆工剛性については、①無筋覆工、②強度のある目地材、③ほとんど強度の無い目地材の順であり、ブロック積み覆工トンネルの変形性能は目地の状態や強度に依存することがわかった。
- (3) ひび割れ発生後、無筋覆工の場合は曲げひび割れ発生時に急激な荷重の低下を伴うのに対し、ブロック覆工では、目地部に発生するひび割れが広範に分散されるため、大きな荷重低下は見られず、非常にフレキシブルな構造といえる。

6. おわりに

今日においても、鉄道トンネルをはじめ、多くのブロック積み覆工トンネルが供用されている。しかしながら、レンガやコンクリートブロック等の母材と漆喰等の目地材とで構成されるブロック積み覆工の耐力評価法は確立されていない。そこで、ブロック積み覆工の耐力評価法を確立する目的で、まず 1/30 のブロック積み覆工模型の載荷試験を実施した。その結果、ブロック積みトンネル覆工の変形・力学特性を供試体レベルで把握することができた。今後は、偏圧や地盤剛性の違い等の条件下に関する検討を加えていくとともに、実験より得られた結果をシミュレートできる解析手法を確立し、実物のトンネルの耐力評価法を確立していきたいと考えている。

最後に、本研究にご協力頂いたダイヤコンサルタント株式会社の川上義輝氏に甚大なる謝意を表し結びとする。

【参考文献】

- 1) 朝倉俊弘ら：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.493 / III-27，1994.6.
- 2) 朝倉俊弘，小島芳之，安藤豊弘：トンネル覆工の力学挙動解析－複線トンネル覆工模型実験のシミュレーション，トンネル工学研究発表会論文報告集，第 1 巻，1991.12
- 3) 朝倉俊弘，松本吉雄，小島芳之，川上義輝，トンネル覆工の力学挙動解析，第 8 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，1990.11
- 4) 朝倉俊弘，小島芳之，川上義輝：トンネル覆工の力学挙動解析(1)－複線トンネルの覆工模型実験－，土木学会第 45 回年次講演会，1990.9
- 5) 鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，平成 7 年 1 月
- 6) 鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，平成 10 年 2 月