

トンネル覆工の構造耐力の決定メカニズムに関する実験的考察

EXPERIMENTAL CONSIDERATION ON COLLAPSE MECHANISM OF TUNNEL LINING

砂金 伸治¹⁾・真下 英人²⁾・木谷 努³⁾・遠藤 拓雄⁴⁾

Nobuharu ISAGO, Hideto MASHIMO, Tsutomu KITANI, Takuo ENDO

Full-scale model tests simulating tunnel concrete lining were carried out to clarify collapse mechanism of tunnel lining under a few kinds of load condition and reinforcing material. For the design of tunnel lining, the limit states of lining cross section were defined, however, the limit state of the section was found to be different from the structural one. Load-carrying capacity will be calculated more rationally and it leads to proper structure, reduction of construction cost and improvement of its durability by considering these results for the design.

Key Words : tunnel lining, loading experiment, steel fiber reinforced concrete, load-carrying capacity

1. はじめに

トンネル覆工構造全体としての破壊や不安定は、圧縮による断面破壊、もしくは、複数の断面でひび割れが発生した後に起ることが実験および解析により検証されている。すなわち、ある1つの断面でひび割れが発生した場合でもトンネル覆工構造全体としては破壊や不安定には至らないことが知られている¹⁾。一方、トンネル覆工に発生したひび割れの状態と構造全体の破壊や不安定までの余裕、すなわち、ひび割れの状態と構造耐力との関連性については未だ適切な評価が行われているとは言えない。

さらに、骨組み構造解析などの解析的手法を用いてトンネル覆工を設計する場合には、最も危険側になる部材断面で断面力と部材断面耐力を比較して諸元を決定する方法が多く見られる。しかし、1つの断面でのひび割れの発生が直ちに覆工構造全体の危険にならないことから考えると、この方法での設計耐力は、構造物全体の保有耐力までかなりの余裕を有しているものと考えられる。すなわち、この方法を不確実で作用する可能性が低い、例えば地山・支保工の劣化によって発生する荷重等に対して適用する場合には、経済的な覆工設計が行われているとは必ずしも言えない。したがって、今後、部材断面耐力よりも構造物全体の耐力を考慮した設計法を検討することによって、より合理的な覆工設計が可能になる場合があると考えられる。

本研究では、実大のトンネル覆工載荷実験より得られたデータに基づき、ひび割れの発生およびその進展の度合いと最大荷重との関連性を分析することにより、覆工の構造耐力が決定される場合の力学的なメカニズムに関する検討を試みた。

1) 正会員	修士(工学)	独立行政法人土木研究所	基礎道路技術研究グループ	トンネルチーム	主任研究員
2) 正会員	博士(工学)	独立行政法人土木研究所	基礎道路技術研究グループ	トンネルチーム	上席研究員
3) 正会員	修士(工学)	独立行政法人土木研究所	基礎道路技術研究グループ	トンネルチーム	専門研究員
4) 正会員		独立行政法人土木研究所	基礎道路技術研究グループ	トンネルチーム	研究員

2. 研究手法と現状の設計

2. 1 覆工載荷実験

本検討では、覆工を模擬した外径 9.7m、厚さ 30cm の半円形の供試体（写真-1 参照）を用いたトンネル覆工載荷実験を実施した。実験では供試体の荷重-変位関係や、荷重-ひずみ関係を把握するとともに、ひび割れの発生や進展を記録した。

実験で採用した 2 つの載荷形式を図-1 に示す。載荷形式 A は、地山に十分拘束された状態で覆工に緩み荷重等が作用すると想定した場合である。載荷形式 B は覆工の先端背面付近および肩部背面に空洞が生じている状態で覆工上部に何らかの荷重が作用し、肩部で曲げモーメントが卓越すると想定した場合である。

載荷形式 A では 10～170 度全ての 17 断面で軸力を導入する予備載荷を行った後、本載荷で 80～100 度のジャッキにより強制変位を与えた（供試体の右側脚部を 0 度と定義、以下同様）。また、載荷形式 B では 10～40 度、90 度および 140～170 度の 9 断面で軸力を導入した後、本載荷で 90 度の 1 断面で強制変位を与えた。なお、軸力の導入後、本載荷に使用しないジャッキはバルブを閉めることで地盤反力ばねに模擬した。

表-1 に実験に用いた供試体の諸元を示す。なお、ケース A-c およびケース B-c ではプレーンコンクリートを単鉄筋（主筋 SD345 (D19) @20cm、覆工内側からの芯かぶり 7cm、配力筋 SD295a (D16) @30cm）で補強した。

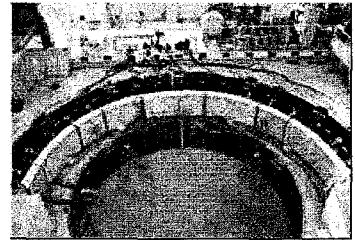


写真-1 覆工載荷実験の概要

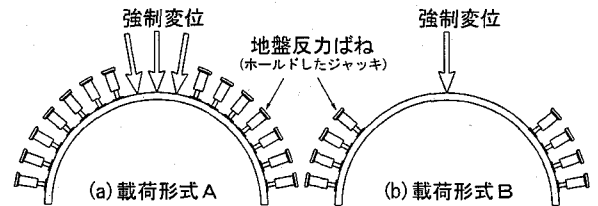


図-1 各載荷形式のイメージ

表-1 供試体の諸元

ケース	材料	鋼繊維長、 混入率	ヤング率 (kN/mm ²)	一軸圧縮強度 (N/mm ²)			直接引 張強度 (N/mm ²)
			管理 供試体	管理 供試体	コア 抜き	管理 供試体	管理 供試体
A-a	プレーン	—	23.74	30.27	20.21	—	—
A-b	鋼繊維補強	60mm, 0.5%	15.83	24.07	19.97	2.06	—
A-c	単鉄筋	—	19.33	25.62	18.01	—	—
B-a	プレーン	—	21.57	26.89	15.90	—	—
B-b	鋼繊維補強	60mm, 0.5%	19.60	21.90	19.70	2.80	—
B-c	単鉄筋	—	19.92	29.11	17.68	—	—

2. 2 現状の設計と部材断面耐力

現在、一般的に骨組み構造解析などの解析的手法を用いたトンネル覆工の設計は、部材断面耐力に着目し、トンネル覆工のすべての箇所がそれぞれの断面の持つ断面耐力内にあることを確認することで行われている。そして、部材断面耐力内にあることの確認は、構造解析による断面力が断面耐力曲線（M-N 曲線）の内側（原点側）に入ることを確認することにより行われることが多い。

プレーンコンクリート覆工、鋼繊維補強コンクリート覆工については、その断面耐力曲線算定法が未だ定まっていないものの、いくつか提案されている^{2), 3)}。断面耐力曲線の算定では種々の限界状態を考慮する必要があるが、既往の設計では、圧縮側については終局圧縮ひずみ 3500 μ 以下、引張側についてはひび割れが断面高さに対して一定の割合の限界ひび割れ深さ以下となることとしている。図-2 に断面耐力曲線の例を示す。図中、①は全

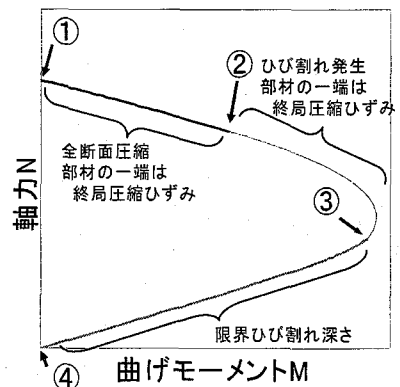


図-2 断面耐力曲線の例

断面がコンクリートの終局圧縮ひずみとなる状態、②は部材の一端が終局圧縮ひずみに達し、一端も圧縮状態である状態、③は部材の一端が終局圧縮ひずみに達し、かつ、ひび割れが限界ひび割れ深さとなった状態、④は全断面でひずみが0となる状態である。

なお、既往の設計における限界ひび割れ深さは、プレーンコンクリート覆工の場合、断面高さの50%²⁾、鋼繊維補強コンクリート覆工の場合、断面高さの70%^{2)、3)}とされている。

3. 載荷実験結果

3.1 載荷形式 A の実験結果

(1) 荷重-変位曲線

図-3 に載荷形式 A の荷重-変位曲線、およびひび割れの発生荷重と位置を示す。各ケースとも変位の増大とともに荷重も増大し、その後、最大荷重に達し荷重は減少していった。この最大荷重はトンネル構造物全体がもつ耐力（構造耐力）と考えることができ、本検討ではこの構造耐力に着目する。

ひび割れはすべてのケースでまず天端（90度付近）の内面側で発生し、次に左右肩部（65度付近）の外面側に発生した。図-3 から第1、第2 ひび割れが発生した荷重と最大荷重の差は大きいことが分かる。第1 ひび割れの発生した時点での荷重の最大荷重に対する比はケース A-a、ケース A-b、およびケース A-c でそれぞれ0.23、0.21 および0.13 となっていた。また、同様に最大荷重に対する第2 ひび割れの発生した時点での荷重の比は0.31、0.54 および0.31 となった。このことから、載荷形式 A のように載荷点以外での反力が確保されているような荷重状態の場合、第1、第2 ひび割れが発生しても構造耐力まではかなりの余裕があることが分かる。

図-3 より最大荷重後、ケース A-a およびケース A-c は荷重が急激に低下したのに対し、ケース A-b ではそれらのケースよりは比較的緩やかに荷重が低下したことが分かる。このことは、鋼繊維補強によりトンネル覆工の脆性破壊が抑制され、構造物全体の安全性が向上していることを意味している。対して、単鉄筋での補強（ケース A-c）の効果は、鉄筋の存在する内面側では大きい、存在しない外面側では小さく、ほぼ無補強と同一と考えることができる。そのため、単鉄筋による補強は、最大荷重に達した以降の構造物全体としての耐力維持能力の向上に対しては、鋼繊維補強より効果が期待できないものと考えられる。

(2) ひずみ発生状況

図-4 に載荷形式 A のひび割れが発生した断面での圧縮側のひずみを示す。ひずみは、最大荷重が得られる前に、天端の外面側および肩部の内面側の両方において終局圧縮ひずみ3500 μ に達している場合が多かった。これにより、本載荷形式では複数の断面が圧縮の限界に達したことで、構造耐力に達していることが分かる。また、圧縮の限界に達した時、供試体の浮きが、肩部内面側で顕著に観察された。このことは覆工内面側には変形の拘束がないという要因が考えられる。

供試体からの剥落はケース A-a の肩部内面側で生じたが、

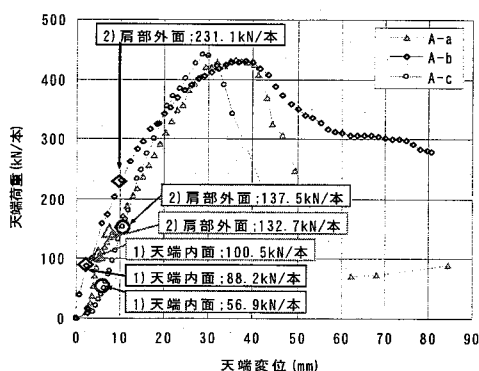


図-3 荷重変位曲線(載荷形式 A)

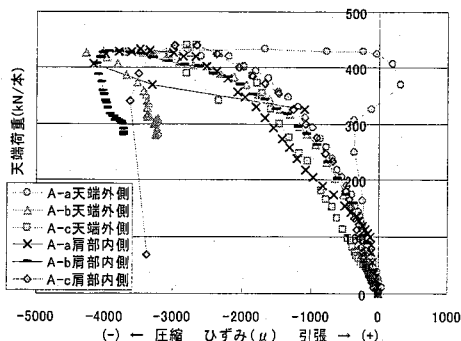


図-4 荷重ひずみ関係(載荷形式 A)

ケース A-b, ケース A-c では生じなかった。このことは、圧縮限界に達することで構造耐力が決定する場合においても、鉄筋や鋼繊維による補強は、外力に起因した圧縮破壊による剥落に対して、その発生を防止する効果が十分あると言える。

(3) ひび割れ、ひずみ発生状況と構造耐力の関係

図-5に載荷形式 A の最大荷重直前での供試体上面のひび割れ状況を示す。ひび割れが発生した後の載荷により、ひび割れはゆっくりと進展する傾向が見られた。この理由として本載荷形式では軸力が比較的大きく作用しひび割れの進展を抑制したためと考えられる。

図-6に載荷形式 A のひび割れおよびひずみの発生状況と最大荷重との関係を示す。図中 50%, 70% とあるのは、ひび割れが設計での限界ひび割れ深さである断面高さの 50%, 70% まで達したことを示している。

図-5, 6 によれば、ひび割れは天端と左右肩部の 3 断面で発生しており、かつ、ひび割れ限界深さを越えている。既述のように現状の設計では、限界ひび割れ深さが、部材断面耐力の設定に用いられる。すなわち、この 3 断面では、既往の設計での部材断面耐力を超えていることとなる。

これら 3 つのケースのひび割れ深さが、最初に既往の設計における限界ひび割れ深さを越えた荷重は、最大荷重に対してケース A-a で 0.26, ケース A-b で 0.39, ケース A-c で 0.29 であった。すなわち、ある断面がひび割れ限界深さに達し部材断面耐力を超えても、構造物全体としては最大荷重には達しておらず(今回の実験の場合、最大荷重の 26~39% 程度の荷重)、十分構造耐力内にあることが分かる。

このことの理由としては、本載荷形式において、アーチ形状のトンネル覆工全体に対して地盤反力が十分に作用し、覆工が軸力卓越になっていることが考えられる。本実験でのジャッキストロークとジャッキ反力の関係から、ジャッキの反力はね定数は 50~100MN/m/1 本程度となっており、道路トンネルの DⅠ~DⅡ程度の地山に相当している。実験結果より、この程度の地山であっても、全体的に地盤反力が確保されていることの、トンネル覆工全体の安定への寄与は大きいものと言える。

一方、圧縮ひずみについては、本載荷形式の場合、最大荷重が得られる前に、左右対称の断面を含めて合計 3 断面で終局圧縮ひずみとされる 3500 μ に達している場合が多かった。このことから、本載荷形式の場合、複数の断面が圧縮の限界に達することで構造耐力に達したと考えられる。このように、構造耐力は、ひび割れ深さの限界に達する断面に加えて、圧縮の限界に達する断面およびその箇所数が大きく関連すると言える。

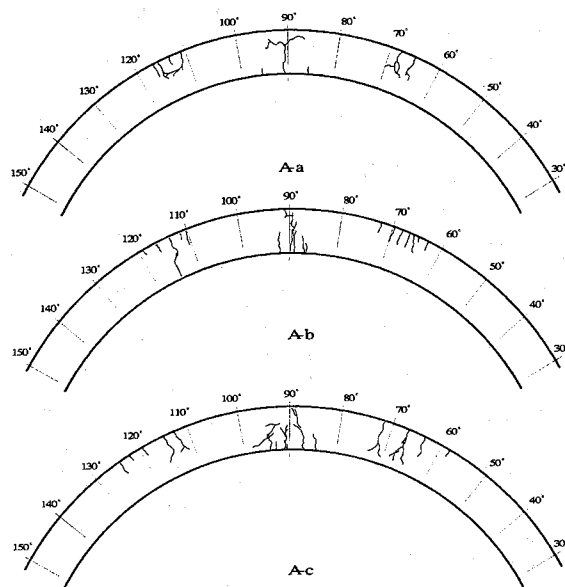


図-5 ひび割れ図(載荷形式 A)

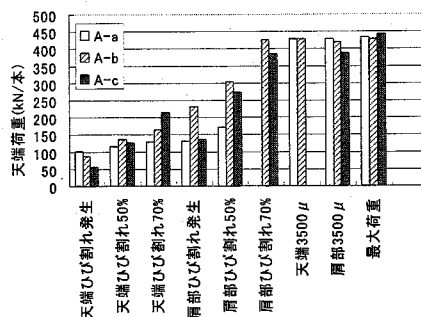


図-6 最大荷重とひび割れひずみ発生状況

3.2 載荷形式 B の実験結果

(1) 荷重-変位曲線

図-7に載荷形式 B の荷重変位曲線，およびひび割れの発生荷重と位置を示す。本載荷形式では，ひび割れは各ケースとも左右合わせ 5 つの断面で発生した。すなわち第 1 ひび割れとして天端（90 度付近）の内面側，第 2 ひび割れとして左右の肩部（65 度付近）の外面側，第 3 ひび割れとして左右の側部（40 度付近）の内面側の順で発生した。載荷形式 B は 50～130 度で反力を確保しておらず，ひび割れの発生箇所と合わせて考えると構造として不安定に至ったことで最大荷重に達し，構造耐力が決定したものと考えられる。

最大荷重に対する第 1 ひび割れの発生した時点での荷重の比はケース B-a，ケース B-b およびケース B-c でそれぞれ 0.88, 0.37 および 0.24 となった。また，構造耐力に対する第 2 ひび割れの発生した時点での荷重の比は 0.78, 0.69 および 0.32，さらに第 3 ひび割れでは 0.96, 0.96 および 0.71 となった。ひび割れ発生荷重の最大荷重に対する比が載荷形式 A に比べ高くなっているのは，本載荷形式における構造耐力がひび割れの発生と大きく関わっていることを表している。

また，本載荷形式においては，載荷形式 A に比べ，鋼繊維および単鉄筋の補強の効果が最大荷重の差としてよく表れている。このことは，本載荷形式のように曲げモーメントが卓越する条件下の方が，軸力が卓越する条件下より，これら補強材の効果が発揮されやすいということを表しているものと考えられる。

さらに，第 3 ひび割れの発生荷重に対する最大荷重との比は，ケース B-a およびケース B-b に比較してケース B-c では小さかった。すなわち，ケース B-a やケース B-b では，第 3 ひび割れが発生すると，わずかの荷重で不安定に至った。これは第 3 ひび割れが発生する覆工内面側では，ケース B-c に配された単鉄筋の補強効果が顕著であり，他のケースに比べひび割れの進展や開口が抑制されやすいからであると考えられる。このことは，構造耐力に対しては，第 3 ひび割れ発生そのものではなく，その進展や開口の程度の影響が大きいということを表している。

また，ケース B-b は他のケースと比較すれば最大荷重後の荷重低下が緩やかであった。これは，鋼繊維補の補強効果によりひび割れが急激には進展しなかったためと考えられる。対して，ケース B-c では，ひび割れがある程度進展し，単鉄筋の補強効果が期待できない覆工外面側までひび割れが到達すると，その後はひび割れの進展が急激になり，荷重の低下が大きく生じたものと考えられる。すなわち，ケース B-c では構造耐力自体が向上しているが，構造全体の耐力維持能力としてはケース B-b の方が向上していると考えられる。

(2) ひび割れ発生状況と構造耐力の関係

図-8に載荷形式 B の最大荷重直前での供試体上面のひび割れ状況を示す。すべてのケースで限界ひび割れ深さを越えて，ほぼ貫通していることが分かる。

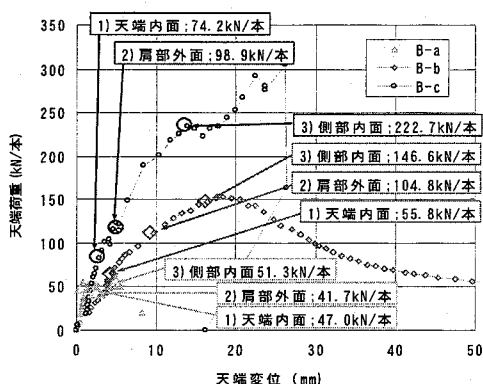


図-7 荷重変位曲線(載荷形式 B)

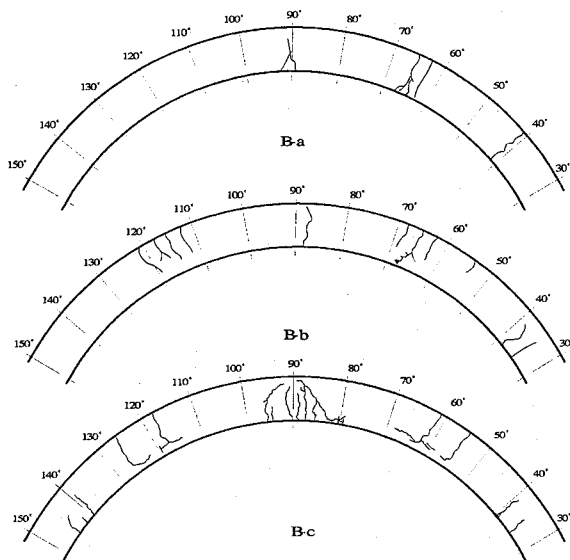


図-8 ひび割れ図(載荷形式 B)

図-9に載荷形式Bのひび割れ発生状況と最大荷重との関係を示す（本載荷形式の場合、圧縮ひずみが3500 μ に達する断面はなかった）。本載荷形式における3つのケースで、第1ひび割れが限界ひび割れ深さを越えた荷重を最大荷重との比で表すとそれぞれ、0.99、0.59および0.32となった。また、同じく第3ひび割れについては、それぞれ0.96、0.96、0.73であった。このことから、本載荷形式では、ケースB-aの場合は第1ひび割れの発生がほぼ構造耐力に等しいことが分かる。また、ケースB-b、B-cでは限界ひび割れ深さに1断面で達しても、構造耐力に即座に達するわけではないが、ひび割れの発生荷重や限界ひび割れ深さに達する荷重と最大荷重との開きは、載荷形式Aの場合と比較すると小さい。これは軸力が小さく、地山拘束も乏しいことから、ひび割れ発生後の、ひび割れの断面方向に対する進展が比較的急激に進みやすいためと考えられる。

また、これらより、曲げが卓越する本載荷形式の場合、軸力が卓越する載荷形式Aの場合より構造耐力に与える補強材料の影響が大きいことが分かる。さらに、軸力が卓越する載荷形式Aでは、複数の断面で、コンクリートが圧縮限界に達することで構造耐力が決定するものと考えられた。しかし、地山の拘束が乏しく、曲げが卓越する本載荷形式の場合は、多断面でひび割れが限界ひび割れ深さに達し、構造不安定になることで構造耐力が決定しているものと考えられる。すなわち、本載荷形式の場合、1つの断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、全体としての構造耐力に達したとは言えないことが分かる。さらに、載荷形式A、Bを比較すれば、どのケースも載荷形式Aの構造耐力が大きくなっており、アーチ形状と地山の拘束によって軸力卓越となることの優位性が窺える。

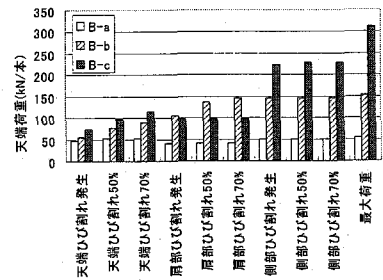


図-9 断面力と耐力曲線（ケースB-b）

4. まとめと今後の課題

本研究では、実大覆工載荷実験のデータに基づき、トンネル覆工におけるひび割れの発生およびその進展等と最大荷重が得られる状況を分析し、トンネル全体の構造耐力が決まる力学的なメカニズムに関しての検討を試みた。その結果、以下のことが分かった。

- 1) 地山反力が確保され軸力が卓越するような荷重条件（載荷形式A）および地山反力が確保されず曲げが卓越する荷重条件（載荷形式B）においては、一部のケースを除いて1つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、最大荷重まではかなりの余裕があり、構造耐力に達することにはならない。
- 2) ひび割れの発生により構造の不安定が生じない状態で、圧縮限界に達する断面が存在する荷重条件（載荷形式A）では、複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達することで構造耐力に達するものと考えられる。
- 3) 圧縮限界に達する断面が存在しない状態で、ひび割れが多断面で発生する荷重条件（載荷形式B）では、複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造が不安定となることで構造耐力に達するものと考えられる。

今後は、鋼繊維や鉄筋の補強効果が発揮される荷重状態や、具体的な地盤条件の差による構造耐力への影響を検討する必要がある。さらに、これらを踏まえた上で、合理的なトンネル覆工の設計法について取りまとめる予定である。

参考文献

- 1) 砂金・真下：トンネル覆工の耐荷力の評価に関する研究，トンネル工学研究論文・報告集，第12巻，pp. 401～406，2002. 11
- 2) 併進工法設計施工法（都市トンネル編），併進工法設計施工研究委員会，pp. 68～77，1992. 8
- 3) 鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（トンネル編），日本鉄鋼連盟，pp. 38～48，2002. 11