

トンネル覆工の耐荷力の評価に関する研究

Research on Load-carrying Capacity of Tunnel Lining

砂金 伸治¹⁾, 真下 英人²⁾

Nobuharu ISAGO and Hideto MASHIMO

Tunnel lining is designed and constructed mainly based on the past experience. Considering mechanical characteristic and the introduction of new materials to lining lead to a proper structure, furthermore, the reduction of construction cost and the improve of the durability. In this study, full-scale loading experiment for tunnel lining was carried out and the analysis considering the development of cracks was done on the basis of the results. It was found that load-carrying capacity of lining considering the change of mechanical structure system could be calculated by the analysis.

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

1. はじめに

現在のトンネル覆工には供用性に関する機能, 施工時または施工後の不確定な要素に対する機能, また外力支持などに挙げられる力学的な耐荷機能といった多岐に渡る機能が求められている。近年は覆工の剥離・剥落といった問題も発生しており, それらに対応するためには覆工の力学的な特性を明らかにすると同時に, 高強度化を図ることや繊維等を用いたコンクリートで補強された覆工を導入することで, 耐久性の向上を図った一層適切な覆工構造の提案を行う必要がある。

本研究では, 覆工の力学的な特性を把握するための基礎データを得るために載荷実験を実施した。また, 実験結果に基づき, ひび割れの進展を考慮した有限要素解析を行い覆工の持つ耐荷力に関して検討を行った。

2. 研究方法

(1) 実験方法

写真-1 に載荷実験の概要を示す。実験は覆工を模擬した外径 9.7m, 厚さ 30cm の半円形の供試体を作成し, 図-1 に示すように設定した 3 つの載荷形式により載荷を実施した。載荷形式 A は山岳トンネルで覆工に緩み荷重等が突発的に作用すると想定される場合であり, 荷重制御により実験を実施した。また, 載荷形式 Ad は載荷形式 A と同一の部分に荷重が作用するものの, 支保工等に荷重が徐々に作用すると想定される場合であり, 変位制御により実験を実施した。さらに, 載荷形式 B は覆工の天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に上部から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される場合であり, 変位制御により実験を実施した。載荷では写真-1 に示したように供試体の右側脚部を 0 度と定義した座標系で考えた場合, 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的な載荷を実施し, その後の本載荷で 80~100 度の上部

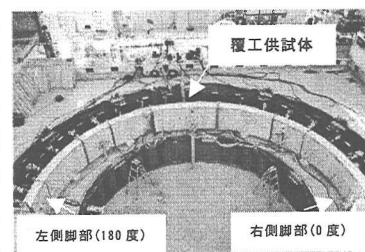


写真-1 載荷実験の概要

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)
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)

3断面でジャッキ1本あたり5kNずつ载荷した。载荷形式Adでは载荷形式Aと同様に17断面で軸力を導入し、その後の本载荷で80～100度のジャッキにより強制変位を与えた。強制変位量は、载荷形式Aにより実施した同一諸元を用いた実験ケースで計測されたジャッキストローク量に基づき、90度と80度および100度のジャッキに対して、強制変位の割合が8:5となるように与えた。载荷形式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、本载荷は90度の1断面で強制変位を与えた。軸力の導入後、本载荷に使用しないジャッキはジャッキのバルブを閉めることで地盤反力ばねに模擬した。载荷は荷重制御の場合は供試体が破壊に至るまで、変位制御の場合は载荷可能な最大荷重を越え、実験上で供試体の安定が確保されなくなるまで継続した。また供試体の下部より30cmと70cmの1断面あたり2本のジャッキで载荷を行い、ジャッキと供試体の間に鋼製の载荷板を挿入した。

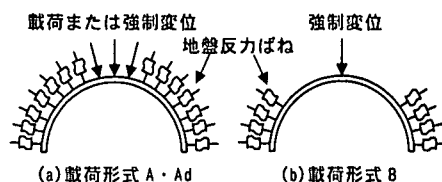


図-1 载荷形式のイメージ

(2) 供試体の諸元

表-1 に実験の供試体の諸元と一軸圧縮試験を行った管理供試体の平均強度を示す。実験は载荷形式Aが2ケース、载荷形式Adが2ケース、载荷形式Bが6ケースの全10ケースについて実施した。ケースA-5dおよびB-5は坑口部分や断層部で採用されている補強鉄筋の効果を検討するために実施したケースであり、主筋としてSD345の鉄筋(D19)を20cmピッチで覆工の内側からかぶり高7cmの位置に水平方向に配置した。また補強筋としてSD295aの鉄筋(D16)を30cmピッチで垂直方向に配置した。

表-1 実験に使用した供試体の諸元・平均強度

ケース No.	覆工材料	载荷 形式	圧縮強度	ヤング率
			N/mm ²	kN/mm ²
A-1	ブレン	A	26.31	20.65
A-2	SFRC(60mm, 0.5%)	A	20.10	16.85
A-1d	ブレン	Ad	30.27	23.74
A-5d	ブレン(鉄筋配置)	Ad	25.62	19.33
B-1	ブレン	B	26.89	21.57
B-2	SFRC(60mm, 0.5%)	B	21.90	19.60
B-3	SFRC(30mm, 0.5%)	B	23.67	17.17
B-4	樹脂繊維補強(50mm, 0.5%)	B	28.33	20.50
B-5	ブレン(鉄筋配置)	B	29.11	19.92
B-6	SFRC(30mm, 0.3%)	B	19.26	17.01

(3) 解析方法

数値解析ではひび割れの進展を考慮できる有限要素解析(解析コード: ATENA)により、実験結果の検証と解析の妥当性を示したうえで、覆工の持つ耐力を算定する場合の解析手法の適用性に関して検討を行った。

材料の要素は平面応力要素を用い、要素は覆工の半径方向で5cmピッチ、また円周方向で1度ピッチで1要素とし、破壊規準はKupferの規準を採用した。

図-2 にコンクリートの圧縮特性と引張特性を示す。圧縮特性は実験を再現する解析を行う場合は、管理供試体の一軸圧縮試験より得られた応力-ひずみ曲線に基づき、 σ_c には一軸圧縮強度のそのものの値、 ϵ_c にはその時のひずみの値を採用し、(σ_c , ϵ_c)に達するまでを2次曲線、それ以降は剛性の変化がないものと仮定した。また、引張特性は引張軟化曲線で定義し、引張強度 f_t はコンクリート標準示方書¹⁾を参考として、 $f_t = 0.23 \sigma_c^{2/3}$ の式により圧縮強度を基に算定した。また、引張軟化曲線の算定方法は、ブレンコンクリートでは限界のひび割れ開口幅を0.02mmと仮定²⁾し、それと f_t を結ぶ直線と仮定し、鋼繊維補強コンクリートでは曲げ試験に基づき残留強度率 μ と引張軟化曲線の第2直線の勾配 λ を算定し、 $\mu \cdot f_t$ と λ によって決定される直線と仮定した。

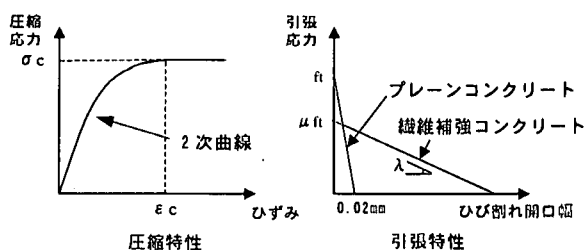


図-2 コンクリートの圧縮・引張特性

表-2 に実験時と同材令の曲げ試験に基づいた曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配²⁾ β および残留強度

率 μ の算定結果を示す。曲げ試験に使用した供試体は一軸圧縮試験に用いた管理供試体と同様、実際の実験の供試体に用いた材料を養生条件を同一にし、原則として載荷実験を実施した材令で試験を実施した。引張軟化曲線の第2直線の勾配 β は、本研究では繊維長に無関係に β を1.85で除した値と仮定した。

また、鉄筋とコンクリートの付着に関するモデル化はCEB-FIPによるModel Code³⁾に基づくこととし、鉄筋とコンクリートの関係をUnconfined concrete、付着状況は良好と仮定した場合に基づき算定した。

表-3に1断面毎の地盤反力ばね定数を示す。ばね定数は実験により得られたジャッキのストロークと反力の関係を参考に設定し、引張方向の剛性を考慮せず、載荷形式Aで17断面、載荷形式Bで9断面すべてで同一のばね定数をもつと仮定した。

上記の条件をもとに解析を実施し、載荷形式毎の代表的なケースについて荷重-変位の関係に着目して解析の適用性を検討した。また、実験では圧縮強度や地盤反力ばね定数が若干異なることから、それらの数値を同一にした場合の材料による差、すなわち β や μ の差が覆工の挙動に与える影響を検討するための解析を実施した。

3. 実験結果

図-3に載荷形式AおよびAdの実験結果として、ケースA-1、A-2、A-1dおよびA-5dの荷重変位曲線を示す。また、図中にひび割れの発生順とその時の天端の荷重値を示す。これら4ケースでは①90度付近の内縁側→②65度(115度)付近の外縁側の順にひび割れが発生した。また、図-4および図-5にこれらひび割れが発生した反対側、すなわち87.5度の外縁側と65度の内縁側のひずみと荷重の関係を示す。

ケースA-1およびA-2で載荷を継続したところ、図-4のように90度付近の外縁側の圧縮ひずみが圧縮限界である2000~3500 μ 程度に達し、コンクリートの浮きが観察された。その後、供試体の破壊が肩部の65度内縁付近で発生し、破壊時に最大荷重が得られた。この破壊も図-5より圧縮の限界に至ったことにより発生したことが分かる。90度付近の外縁側で圧縮による破壊が生じなかった理由としては載荷板により外側へのはらみだしの拘束があり、そのうちに65度の内縁側が圧縮の限界に達したものと考えられる。図-3よりA-1とA-2の最大荷重には若干の差が表れているが、それは圧縮強度が若干異なっている差と概ね一致しており、圧縮による破壊が生じる場合は鋼繊維の混入が耐荷力への改善には寄与しないと考えられる。しかし、破壊時の供試体の剥落はA-1では見られたが、A-2では見られなかったことから剥落に関する補強効果は期待できる⁴⁾。

また、ケースA-1dおよびケースA-5dについて変位を増加させたところ、ケースA-1およびA-2と同様に90度の外縁側で供試体が圧縮の限界に達し、コンクリートの浮きが観察された。ケースA-1dでさらに変位を増加させたところ、写真-2に示すように115度の内縁側からコンクリートの剥落が生じた。図-5より、ケ

表-2 曲げ試験に基づく β と μ の算定結果

ケースNo.	使用材料(繊維長, 混入率)	β	μ
A-2	鋼繊維補強(60mm, 0.5%)	-0.214	0.70
B-2	鋼繊維補強(60mm, 0.5%)	-0.320	0.70
B-3	鋼繊維補強(30mm, 0.5%)	-0.413	0.65
B-4	樹脂繊維補強(50mm, 0.5%)	-0.600	0.30
B-6	鋼繊維補強(30mm, 0.3%)	-0.232	0.30

表-3 地盤反力ばね定数

ケースNo.	ばね定数(MN/m)
A-1	50
A-2	50
A-1d	100
A-5d	100
B-2	25
B-5	25

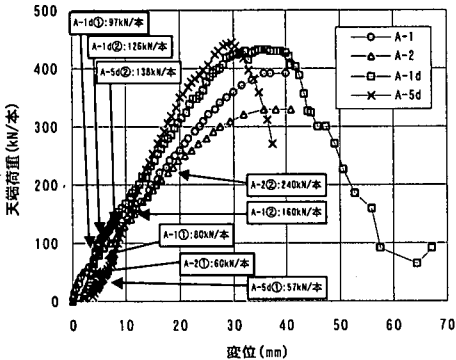


図-3 荷重変位曲線(載荷形式A, Ad)

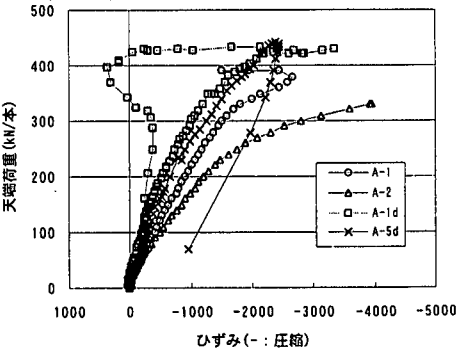


図-4 荷重ひずみ関係(87.5度外縁側)

ース A-1 と同様に 115 度内縁側付近でコンクリートが圧縮破壊し、コンクリートが剥落したものと考えられる。剥落は最大荷重に達した程度で発生し、90 度の外縁側の圧縮の限界に達している部分では剥落は観察されなかった。

また、ケース A-5d でさらに変位を増加させたところ、最終的に供試体の上部にせん断によると考えられる斜めひび割れが生じ、90 度外縁側のコンクリートが剥落して最大荷重に達した。写真-3 にケース A-5d の 90 度の外縁側付近での最終状態を示す。この時、65 度や 115 度の内縁側からの供試体の剥落は観察されなかった。最終状態で考えると供試体の内縁側に鉄筋が配置されており、圧縮に対しても供試体が圧縮の限界に達してはみだして剥落するのが拘束され、剥落よりも先にせん断によるひび割れが生じ、90 度外縁側付近の崩落も発生し、載荷が不可能な状態に達したと考えられる。しかし、図-3 より A-1d と A-5d では耐荷力の差があるとは考えにくく、最大荷重に達した以降の供試体の変形もせん断による破壊が発生した A-5d では載荷の継続が困難となったものの、変位やひずみの変化を見ると大きな差があるとは考えにくい。

以上より、載荷形式 A では覆工に用いた材料によらず、コンクリートが圧縮の限界に達することで耐荷力が決定され则认为られる。

図-6 に載荷形式 B の実験結果として、ケース B-1、B-2 および B-5 の荷重変位曲線を示す。また、図-7 にこれらのケースの 87.5 度の外縁側のひずみと荷重の関係を示す。各ケースとも載荷形式 A で観察された供試体の破壊や剥落は見られず、ひび割れは①天端内縁側→②肩部(65 度・115 度)外縁側→③側部(40 度・140 度)内縁側の順で左右対称部分を含めて合計 5 断面で進展する様子が観察された。ケース B-1 では第 3 ひび割れが発生した付近で最大荷重が得られ、それとほぼ同時に載荷が不可能となった。ケース B-2 では第 3 ひび割れが発生した直後に最大荷重が得られ、ケース B-5 では第 3 ひび割れが発生してからある程度荷重が上昇してから最大荷重が得られた。一軸圧縮強度がケース B-5 で若干高めであったことからこれらの 3 つのケースの最大荷重を単純に比較することは困難ではあるが、最大荷重が得られた後の載荷はケース B-2 が最も継続できることが分かった。すなわち、ケース B-2 では第 3 ひび割れが 40 度の内縁側に発生すると同時に最大荷重に達するものの、鋼繊維が供試体中に分散しており、ひび割れの進展は急激には進行せず、鋼繊維が引張に対して抵抗して変形性能が高いと考えられる。ケース B-5 では内縁側に鉄筋が配置されており、第 3 ひび割れが内縁側の 40 度に発生しても直後に最大荷重は得られず、ひび割れがある程度進展し、比較的変形が大きくなってから最大荷重が得られた。しかし、最大荷重が得られた直後で荷重が低下するのはケース B-5 の外縁側では鉄筋などの補強材の存在がないために引張に抵抗しにくく、ひび割れの進展が急激であるため変形性能がケース B-2 より小さいと考えられる。また、図-7 より最も圧縮ひずみが高くなると考えられる 90 度外縁側の近傍である 87.5 度外縁側のひずみは最大荷

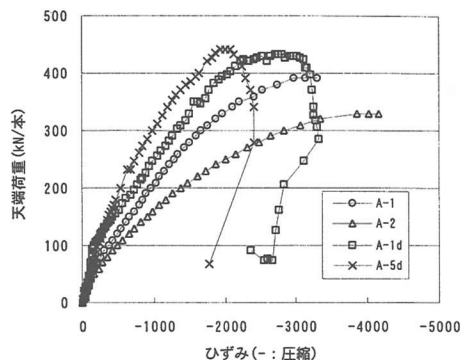


図-5 荷重ひずみ関係(65 度内縁側)



写真-2 最終状態(A-1d, 115 度内縁側)



写真-3 最終状態(A-5d, 90 度外縁側)

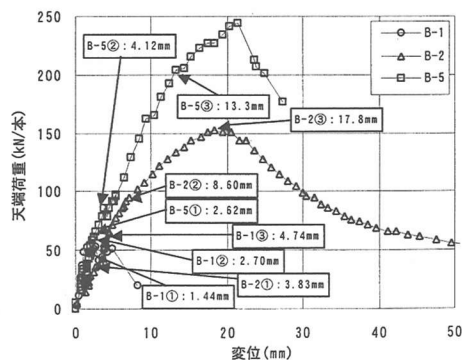


図-6 荷重変位曲線(B-1, B-2, B-5)

重に達した時点で圧縮の限界に達しているとは考えにくい。以上より、載荷形式 B ではコンクリートが圧縮の限界に達することより最大荷重が得られたとは考えにくく、ひび割れが多断面、特に第 3 ひび割れが進展したことにより生じた構造的な不安定に達した状態で最大荷重が得られると考えられる。

また、図-8 にケース B-2, B-3, B-4 および B-6 の実験の荷重変位曲線を示す。これらも供試体の破壊は見られず、ひび割れも図-7 に示した 3 つのケースと同様の位置および順番で発生した。図-8 より鋼繊維長と混入率によって耐力に差が生じ、また、同一程度の繊維長や混入率では樹脂繊維より鋼繊維を用いた場合が耐力力が大きいことが分かった。また、最大荷重が得られた以降での変形も繊維の長さや混入率による影響が大きく、混入した繊維の引張特性を評価することが耐力力を検討する場合に重要となると考えられる。

以上より、載荷形式 B では多断面(本実験では左右対称 5 断面)でひび割れが生じ、それらが進展して構造的に不安定な状態になり耐力力が決定されと考えられ、また、ひび割れの発生や進展に対する抵抗性を高めるための材料を使用することにより耐力力の改善が見込めると考えられる。

4. 解析結果

覆工の持つ耐力力を検討するために、ひび割れの進展を考慮した有限要素解析を行い、実験結果との比較を行った。

図-9 にケース A-1d とケース A-5d の実験と解析の荷重変位曲線を示す。これより、最大荷重以降の供試体の挙動を解析で再現することは困難であるが、最大荷重に関しては実験と解析でほぼ一致していると考えられる。変位が小さい場合については同一の荷重の場合、解析値のほうで変位が小さく再現されていたと考えられるが、荷重変位曲線の傾きは概ね一致しており、この原因としては地盤ばね定数を解析では常に一定値と仮定したことや、実験においての軸力導入時や 3 断面で強制変位を与えたことにより、供試体の若干の変位等があったためと考えられる。

また、図-10 にケース B-2 と B-5 の実験と解析の荷重変位曲線を示す。ケース B-2 は実験時の初期の軸力導入時に供試体が動き若干大きく変位しているものの、全体的な傾向は最大荷重まで概ね合致していると考えられる。また、ケース B-5 は第 3 ひび割れの発生した変位が 13mm 以降では解析結果の方が同一荷重においての変位が大きく表れている傾向があるものの、第 3 ひび割れの発生までは合致していると考えられ、耐力力は概ね算定できると考えられる。しかしながら最大荷重に達した後

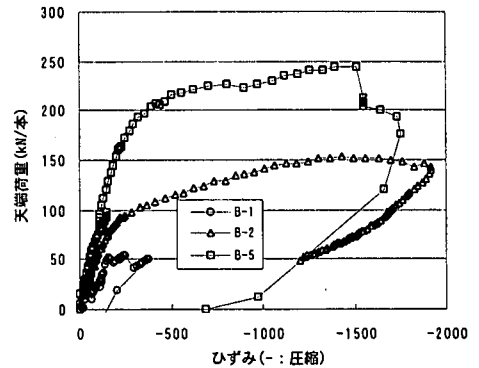


図-7 荷重ひずみ関係(87.5度外縁側)

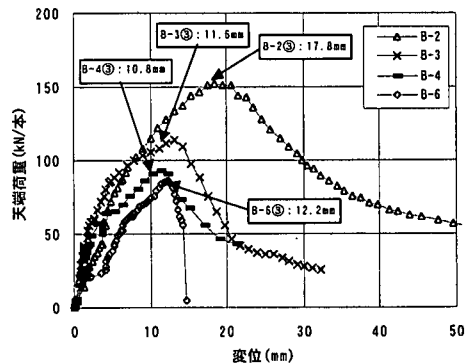


図-8 荷重変位曲線(B-2~4, B-6)

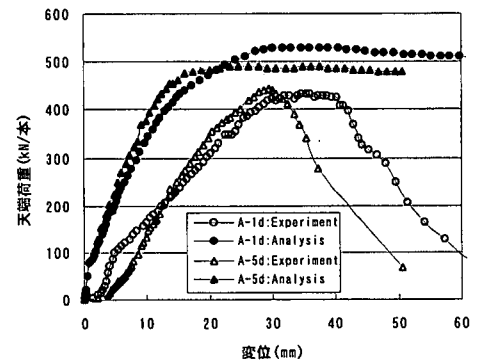


図-9 荷重変位曲線の比較(A-1d, A-5d)

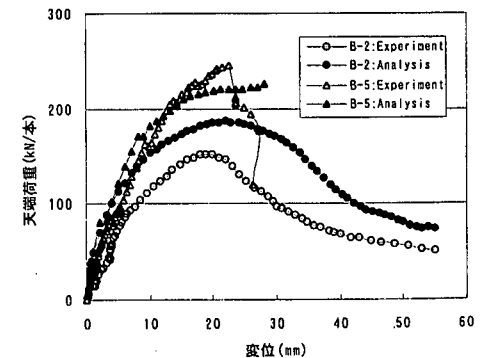


図-10 荷重変位曲線の比較(B-2, B-5)

の解析については検討を要すると考えられる。

以上を踏まえ、ケース B-1～B-6 に関して $\sigma_c=15.3\text{N/mm}^2$ ($f'_{ck}=18\text{N/mm}^2$ の 0.85 倍), $\varepsilon_c=2000\mu$ とし引張特性は引張軟化曲線や鉄筋のモデル化をそれぞれの材料に関する定数等を同一とした場合の解析を行った。図-11 に解析結果を示す。これより繊維の混入率が高く、繊維長が長くなる、すなわち μ が大きく λ が小さくなるにつれて曲げモーメントが卓越する条件下では最大荷重が大きくなる結果が得られた。また、ケース B-1 や B-5 といったひび割れが発生した部分に引張に対する補強材料が含まれていない部分がある場合は、荷重変位曲線の勾配が大きく変化する第 3 ひび割れが発生した以降に検討の余地があるものの、プレーンコンクリートでは最も耐荷力が小さく、ケース B-2 の鋼繊維の解析結果より、鋼繊維を混入した場合でも鉄筋を配置したケースと最大荷重が概ね同程度となる場合があることが分かった。現在のトンネル覆工の設計には引張材料の効果やひび割れが発生した以降の構造系の変化が考慮されず、ある任意の断面が定められた限界状態に達した場合を覆工全体の耐力として決定されることが多い。経済的な覆工の設計を行うためには、構造系の変化を考慮した耐荷力の算定を行う必要があり、引張材料を用いる場合はそれらの特性を活用するための引張軟化曲線や破壊エネルギーといった引張特性に関する適切な評価や引張材料に対して期待する機能、および許容されるひび割れ幅について検討を行う必要がある。

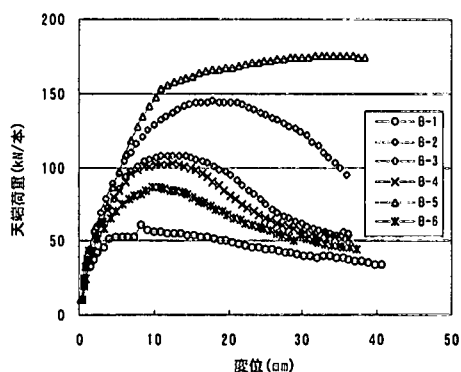


図-11 荷重変位曲線の比較(載荷形式 B)

5. まとめと今後の課題

本研究では、覆工の載荷実験の実施とともに、実験結果に基づいたひび割れの進展を考慮した有限要素解析を行うことにより、覆工の持つ耐荷力に関して検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 軸力が卓越する荷重状態では、繊維補強や鉄筋の配置によって耐荷力が向上することは少なく、ひずみが圧縮の限界に達し、供試体の破壊が発生して最大荷重が得られる。また、繊維補強により供試体の圧縮による破壊が生じた時のコンクリート片の剥落を防止する効果がある。
- (2) 曲げモーメントが卓越する荷重状態では、繊維補強コンクリートの使用が耐荷力の増加に結びつき、その耐荷力や最大荷重が得られた後の変形は繊維の種類や長さにより大きく異なる。また、ひずみが圧縮の限界に達する前に、ひび割れが多断面で発生・進展し、構造的な不安定に達して最大荷重が得られる。さらに、鋼繊維補強コンクリートを用いた構造は混入率や長さによっては単鉄筋を用いた構造とほぼ同程度の耐荷力に向上する。
- (3) ひび割れ進展を考慮した有限要素解析を適用する場合、引張特性を改善する材料の効果や、構造系の変化を考慮に入れた覆工全体としての耐荷力の算定が可能となる。

今後は偏圧を受ける場合の実験や解析の実施や、覆工に荷重が作用する場合のその評価を行うことにより、合理的で耐久性に優れた覆工設計法を確立する予定である。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書(設計編), 土木学会, 平成 8 年
- 2) 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案), 土木学会, 1999.11
- 3) CEB:CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1993
- 4) 砂金・真下ら: トンネル覆工の耐荷力に関する基礎的研究, トンネル工学研究論文報告集第 11 巻, pp.141~146, 2001.11