

◆ 特集：道路の機能向上に資する技術開発 ◆

トンネル覆工の耐荷力に及ぼす鋼繊維補強コンクリートの効果

砂金伸治* 真下英人**

1. はじめに

トンネル覆工には防水や内装といった供用性、材料の品質のばらつきや地山の不均一性等の供用後の不確定な要素に対する安全率の向上、また、支保工を補完する外力支持といった耐荷性能の確保等の多岐に渡る機能が求められている。近年、コンクリートの剥離・剥落の問題も発生していることから、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。

本研究ではトンネル覆工の耐荷力に及ぼす鋼繊維補強コンクリートの力学的な特性を把握するために種々の材料を用いたトンネル覆工載荷実験を行い、さらにその実験結果に基づき、ひび割れの進展を考慮した有限要素解析を実施しトンネル覆工の耐荷力に関して検討を行った。

2. 研究方法

2.1 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 に設定した 3 通りの載荷形式により載荷を行った。

載荷形式 A は山岳トンネルにおいて覆工に緩み荷重が作用したと想定される場合、載荷形



写真-1 載荷実験の概要

式 B は覆工の天端および肩部背面に空洞が存在した状態で覆工に上部から荷重が作用したと想定される場合、また載荷形式 C は膨張性地山に挙げられる特殊地山で全周から荷重が作用したと想定される場合である。載荷は覆工を内面側から見て右側脚部を 0 度と定義した座標系において、載荷形式 A では 10~170 度全ての 17 断面、載荷形式 B では 10~40 度、90 度および 140 ~ 170

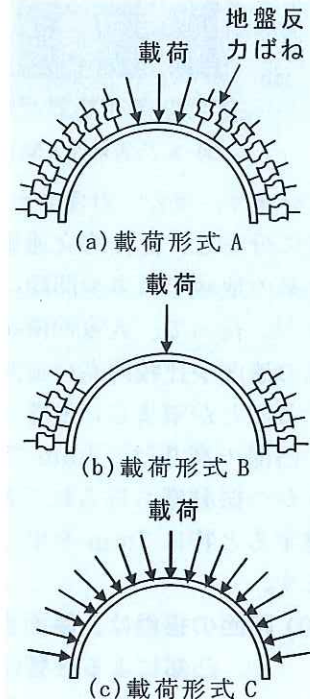


図-1 載荷形式のイメージ

度の 9 断面で軸力を導入し、その後、載荷形式 A では天端の 80~100 度の上部 3 断面、載荷形式 B では天端の 90 度の 1 断面のみで載荷を継続し、残りの部分のジャッキはバルブを閉めることでジャッキを地盤反力ばねに模擬した。載荷形式 C では 17 断面すべてで載荷を行った。実験は載荷形式 A、B および C でそれぞれ 3 ケース、6 ケースおよび 2 ケースの計 11 ケース実施し、荷重の制御方式は載荷形式 A では 2 ケースを荷重制御、1 ケースを変位制御、載荷形式 B はすべて変位制御、載荷形式 C はすべて荷重制御とした。実際の載荷では供試体の下部より 30cm と 70cm の 1 断面あたり 2 本のジャッキにより載荷を行い、面載荷の状態に近づけるためにジャッキと供試体の間に鋼製の載荷板を挿入した。

2.2 供試体諸元

表-1 に実験に使用した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。ケース A-3 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る。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 7cm の

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 (繊維長, 混入率)	載荷形式	圧縮強度	ヤング率
			N/mm ²	kN/mm ²
A-1	プレーンコンクリート	A	26.29	20.65
A-2	鋼繊維補強 (60mm, 0.5%)	A	19.86	16.85
A-3	プレーンコンクリート (鉄筋配置)	A	25.62	19.33
B-1	プレーンコンクリート	B	26.89	21.57
B-2	鋼繊維補強 (60mm, 0.5%)	B	21.80	19.60
B-3	鋼繊維補強 (30mm, 0.5%)	B	23.67	17.17
B-4	樹脂繊維補強 (50mm, 0.5%)	B	28.30	20.43
B-5	プレーンコンクリート (鉄筋配置)	B	29.11	19.92
B-6	鋼繊維補強 (30mm, 0.3%)	B	19.26	17.01
C-1	プレーンコンクリート	C	14.43	14.42
C-2	鋼繊維補強 (60mm, 0.5%)	C	12.77	13.17

位置に水平方向に、また補強筋として SD295a の鉄筋 (D16) を 30cm ピッチで鉛直方向に配置した。

2.3 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、繊維補強コンクリートを用いた覆工の持つ耐荷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。

材料の要素は覆工の半径方向に 5cm、円周方向に 1 度のピッチで 1 要素とした平面応力要素を用い、Kupfer の破壊規準を採用した。図-2 にコンクリートの圧縮および引張特性を示す。圧縮特性は実験を再現する解析で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はないと仮定した。引張特性は引張軟化曲線で定義し、引張強度 f_t は $f_t = 0.23\sigma_c^{2/3}$ として算定した¹⁾。引張軟化曲線はプレー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

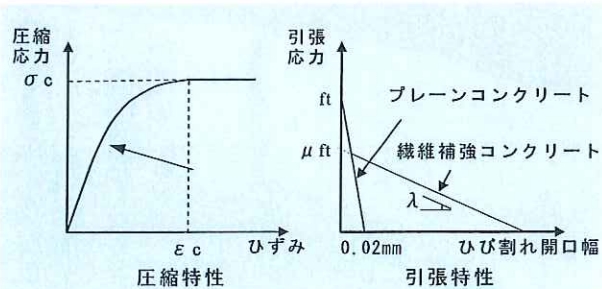


図-2 コンクリートの圧縮・引張特性

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。

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 β と残留強度率 μ の算定結果を示す²⁾。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で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 λ は、本研究では繊維長に無関係で β を 1.85 で除した値と仮定した²⁾。また、鉄筋とコンクリートの付着のモデル

化は、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³⁾。

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	λ
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

以上の条件で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。さらに、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。なお、解析上での地盤反力ばね定数は実験におけるジャッキのストロークと反力の関係を参考とし設定した。載荷形式 A で 17 断面、載荷形式 B で 9 断面すべての断面で、引張方向の剛性を考慮せず、同一のばね定数をもつと仮定し、ケース A-1 で 50MN/m、ケース A-3 で 100MN/m、ケース B-2 および B-5 では 25MN/m とした。

3. 覆工載荷実験の結果

3.1 載荷形式 A の結果

図-3 に載荷形式 A の実験結果として、ケース A-1~3 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。ひ

び割れは ① 90 度付近の内縁側 → ② 65 度 (115 度) 付近の外縁側の順に発生した。さらに、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 と A-2 で載荷を継続したところ、図-4 に見られるように 90 度付近の外縁側でひずみが圧縮の限界である 2,000~3,500 μ 程度に達し、コンクリートの浮きが観察された。その後、供試体が 65 度と対称の位置である 115 度内縁付近で破壊し最大荷重に達した。図-5 よりこの破壊は圧

縮の限界に達して発生したと考えられる。90 度付近の外縁側で破壊が生じなかった理由としては載荷板により供試体が外側の変形に対して拘束され、その間に 65 度の内縁側が圧縮の限界に達したと考えられる。図-3 より A-1 と A-2 の最大荷重には若干の差があるが、その差は圧縮強度の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は耐荷力の改善に寄与しないと考えられる。また、A-3 においても同様に 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、その後、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。A-3 は変位制御で実施し、A-1 は荷重制御で実施したことで若干の挙動の差はあるものの、最大荷重に明確な差があるとは考えにくく、鉄筋を配置した場合においても載荷形式 A のような荷重の条件では耐荷力が改善されないことが分かる。

写真-2~4 にケース A-1~3 の最終状態を示す。写真-2 より破壊時の供試体の剥落は A-1 では 115 度の内縁付近で見られたが、写真-3 より A-2 では見られず、鋼繊維補強コンクリートにより覆工からのコンクリートの剥落に対する補強効果は期

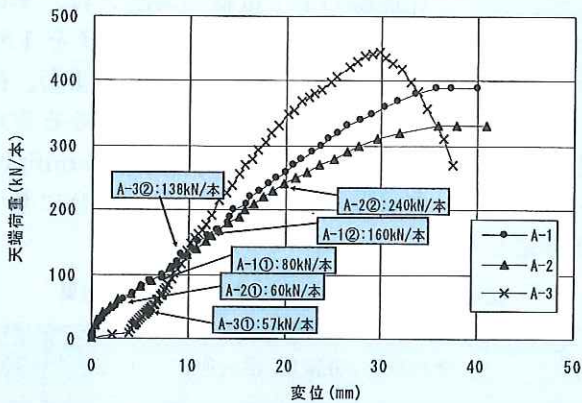


図-3 荷重変位曲線 (載荷形式 A)

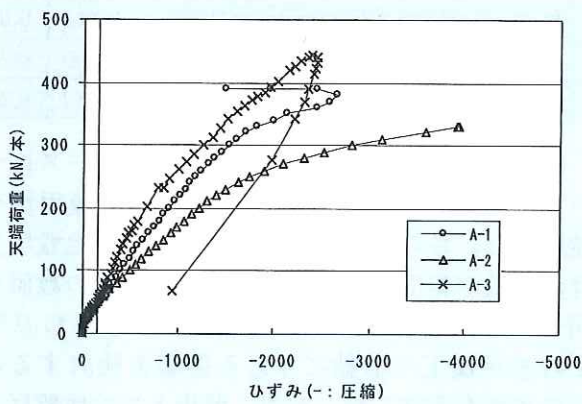


図-4 荷重ひずみ関係 (87.5 度外縁側)

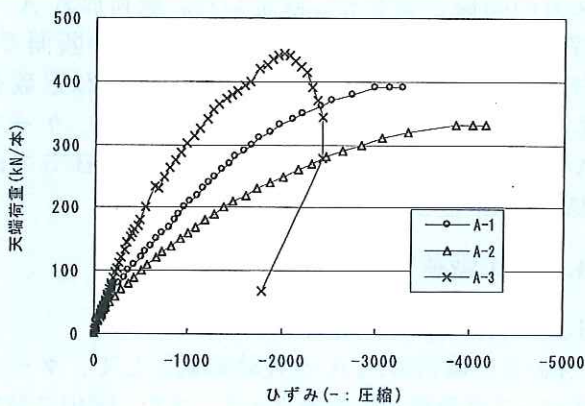


図-5 荷重ひずみ関係 (65 度内縁側)

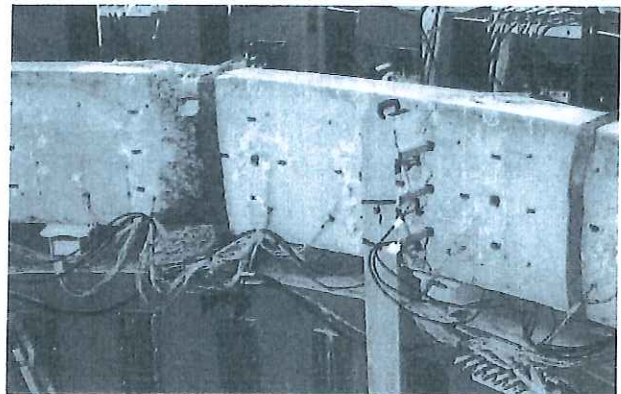


写真-2 最終状態 (A-1、115 度内縁側)

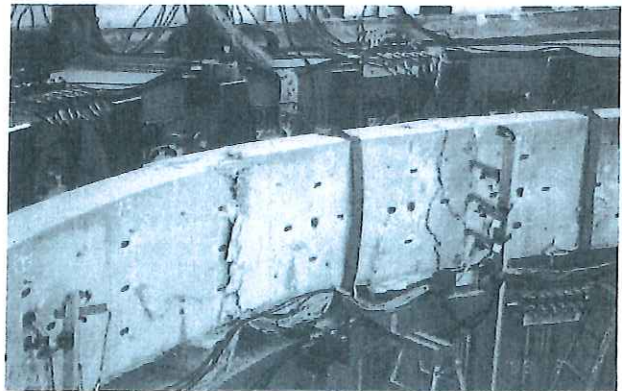


写真-3 最終状態 (A-2、115 度内縁側)

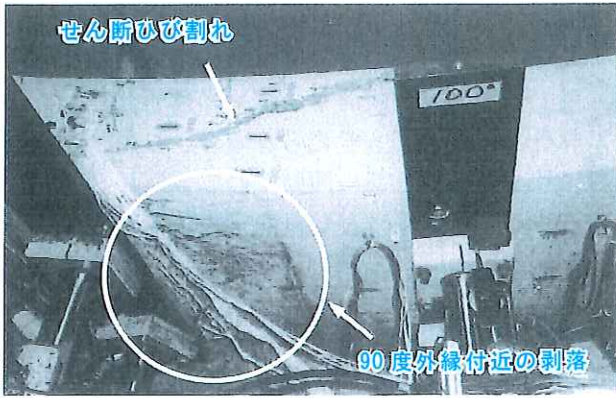


写真-4 最終状態 (A-3, 90~100度外縁側)

待できると考えられる。また、写真-4よりケース A-3 の 90~100 度の外縁側付近では剥落が見られたものの、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。これは供試体が圧縮の限界に達して変形が大きくなって供試体の内縁側の鉄筋によりコンクリートが剥落するのが拘束されている効果があり、剥落よりも先に圧縮によるせん断方向のひび割れが生じたものと考えられる。

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ることが考えられる。

3.2 載荷形式 B の結果

図-6 に載荷形式 B の実験結果としてケース B-1~2 および B-5 の荷重変位曲線、図-7 にこれらの 87.5 度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。

一軸圧縮強度が B-5 で若干高かったことから 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あるが、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、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、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た後に最大荷重が得られた。

B-2 では第 3 ひび割れが 40 度の内縁側に発生するとほぼ同時に最大荷重に達するが、載荷が最も継続できた理由は、供試体中に分散している鋼繊維が引張、すなわちひび割れの進展に対して抵抗し、ひび割れが急激には進展しなかったためと考えられ、構造物としての変形性能は最も大きいと言える。B-5 では第 3 ひび割れが内縁側 40 度

内縁側の鉄筋の引張に対する抵抗性能は鋼繊維よりも大きく、鉄筋部分でのひび割れの進展が抑制されたことによると考えられる。ひび割れがある程度進展し、比較的変形が大きくなって最大荷重が得られ、その直後で荷重が低下したのは外縁側では鉄筋や鋼繊維等の引張に対して抵抗する材料が存在しないために引張に対する抵抗が小さく、構造物としての変形性能は大きくならなかったためと考えられる。

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ことが分かる。

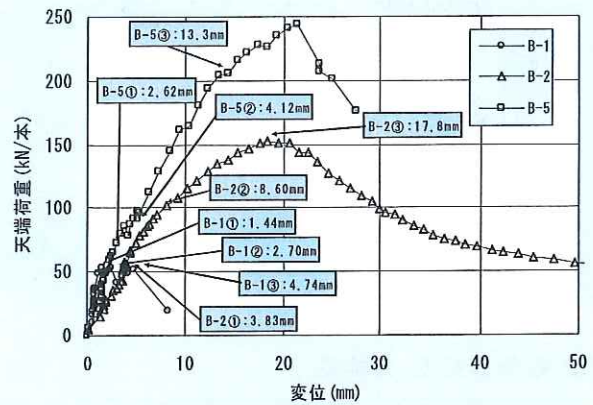


図-6 荷重変位曲線 (B-1, B-2, B-5)

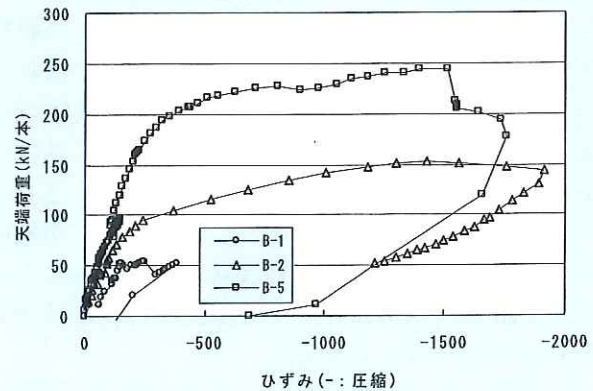


図-7 荷重ひずみ関係 (87.5度外縁側)

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-2~4 および B-6 の実験による荷重変位曲線を示す。これらにおいても破壊や剥落は観察されず、ひび割れも上記の 3 ケースと同様の位置や順番で発生した。図-8 より繊維の長さや混入率、また、繊維の種類によって最大

荷重に差が生じ、それ以降での変形も繊維の特性による影響が大きいことが分かる。このことから、混入した繊維の引張に対する抵抗性の評価が耐荷力を検討する場合に重要となると考えられる。

以上より、荷重形式 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、その進展により構造的に不安定な状態に達して耐荷力が決定され、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補強材料を使用することにより耐荷力の改善が見込めると考えられる。

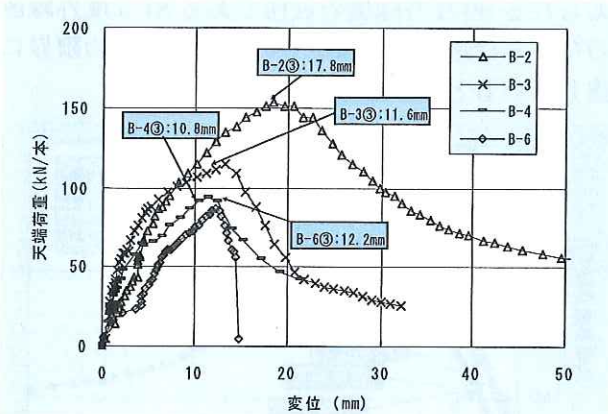


図-8 荷重変位曲線 (B-2~4, B-6)

3.3 荷重形式 C の結果

図-9 に荷重形式 C の実験結果として、ケース C-1~2 の荷重変位曲線を示す。両ケースともに全断面が圧縮となり、圧縮の限界に達することによる供試体のせん断による破壊が脚部付近で観察され、最大荷重が得られた。最大荷重の差は荷重形式 A の場合と同様に実験に用いた供試体の強度の差によるものと考えられる。C-1 では供試体からのコンクリートの剥落が生じたが、C-2 では非常に微細な薄片のみが落下した程度で、鋼繊維による耐荷力への改善効果は見られなかったものの、供試体の剥落に対しては鋼繊維による補強効果が見られたと考えられる。

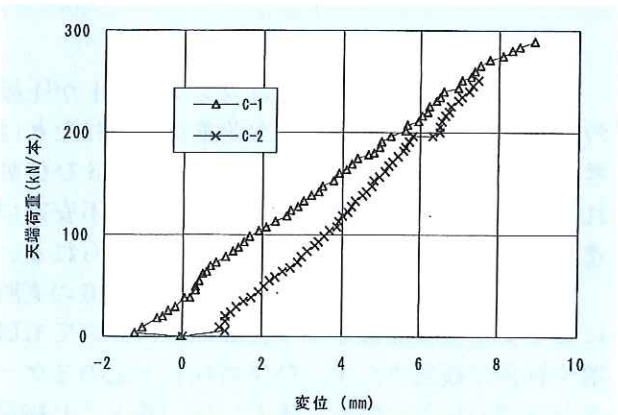


図-9 荷重変位曲線 (C-1~2)

4. 解析結果

覆工の耐荷力を検討するための解析にはフレーム解析による方法も考えられるが、ひび割れの進展に伴うひび割れ部の回転ばねの設定に検討を要する⁴⁾。本研究ではひび割れの進展を考慮した有限要素解析を行い、解析の適用性について検討を行った。

図-10 にケース A-1 と A-3 の実験と解析の荷重変位曲線を示す。最大荷重以降の挙動を解析で再現することは困難であるが、最大荷重は実験と解析ではほぼ一致していると考えられる。変位が小さい範囲で同一の荷重の場合、解析による変位が小さく得られたが、荷重変位曲線の傾きは概ね一致していた。この原因としては地盤ばね定数を解析では一定と仮定したことや、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。

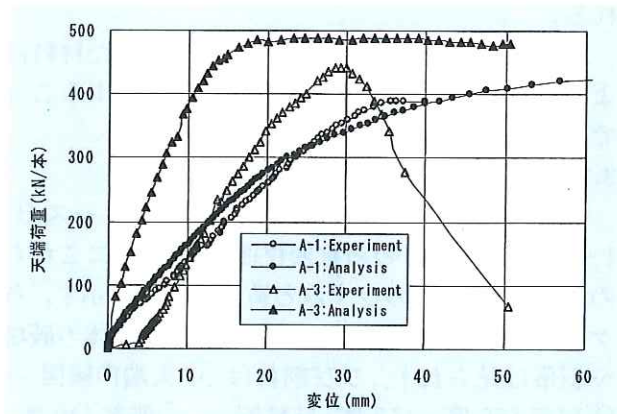


図-10 荷重変位曲線の比較 (A-1, A-3)

図-11 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。B-2 は軸力導入時に供試体が若干変位したが、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。B-5 では第 3 ひび割れの発生した変位が 13mm 以降では解析による変位が大きく表れたが、第 3 ひび割れの発生までは合致していると考えられ、耐荷力は概ね算定できるが、最大荷重後についてはコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線の仮定を含めて検討を要する。

以上に基づき荷重形式 B の 6 つのケースに関して、 $\sigma_c = 18\text{N/mm}^2$ 、 $\epsilon_c = 2,000\mu$ とし、引張特性を表わす定数やモデル等を同一とした場合の解析を行った。図-12 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い、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、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が、プレーンコンクリートでは耐荷力が最も小さく、B-2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。

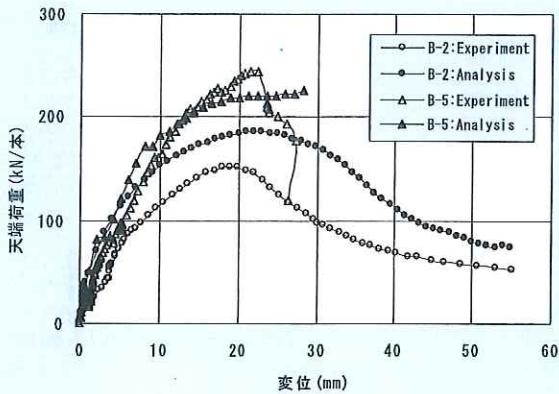


図-11 荷重変位曲線の比較 (B-2, B-5)

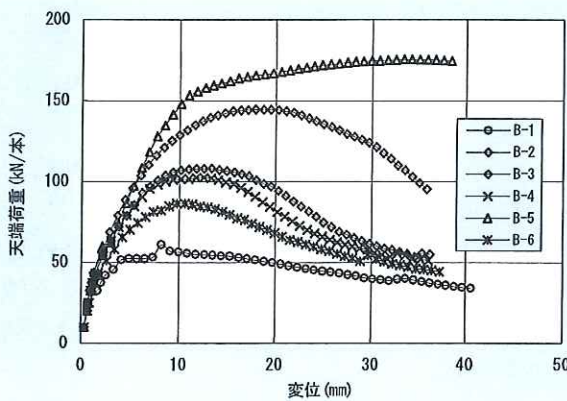


図-12 荷重変位曲線の比較 (载荷形式 B)

現在の覆工の設計では引張に対する補強材料の効果やひび割れ発生以降の構造系の変化が考慮されず、任意の断面が予め定めた限界状態に達する場合を覆工全体の耐荷力と決定することが多い。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、補強材料を用いる場合はその特性を活用しうる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許容されるひび割れ幅等について検討を行う必要がある。

5. まとめと今後の課題

本研究では覆工の載荷実験とその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、トンネル覆工の耐荷力に及ぼす鋼繊維

補強コンクリートの効果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、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、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い。ただし、鋼繊維の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、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、構造的な不安定状態に達して最大荷重が得られる。繊維補強コンクリートの使用により耐荷力が増加するが、耐荷力や最大荷重後の変形は繊維の種類や長さにより大きく異なり、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ことにより、繊維補強による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、覆工に作用する荷重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) 砂金伸治、真下英人、馬場弘二、城間博通: 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, 平成 13 年 11 月

砂金伸治*



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
Nobuharu ISAGO

真下英人**



同 トンネルチーム 上席
研究員, 工博
Dr. Hideto MASHIMO