

トンネル覆工の耐荷力に関する基礎的研究

Basic Study of Structural Strength for Tunnel Lining

砂金 伸治¹⁾, 真下 英人²⁾, 義永 茂司³⁾, 馬場 弘二⁴⁾, 城間 博通⁴⁾

Nobuharu ISAGO, Hideto MASHIMO, Shigeji YOSHINAGA,

Koji BABA, and Hiromichi SHIROMA

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 structure strength of lining considering the change of mechanical structure system could be calculated by the analysis.

Keywords: tunnel lining, loading experiment, steel fiber reinforced concrete, structure strength

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. トンネル建設費のコストの縮減や, 覆工の剥離・剥落といった問題に対応していくためには覆工の力学的な特性を明らかにすると同時に, 強度の高いもしくは繊維等で補強したコンクリートを覆工に導入することで, 耐久性の向上および薄肉化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) 実験の載荷方法

写真-1 に載荷実験の概要を示す. 実験では覆工を模擬した半円形の供試体を作成し, あらかじめ設定した載荷形式により載荷を実施した. 図-1 に設定した3通りの載荷形式 A, B および C を示す. 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, 載荷形式 B は覆工の天端および肩部背面に空洞が発生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, 載荷形式 A および C では軸力が卓越する形式であり, 載荷形式 B では肩部で曲げモーメントが卓越する形式である. 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で考えた場合, 載荷形式 A で

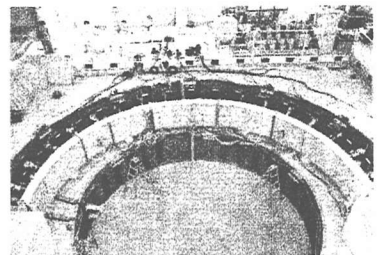


写真-1 載荷実験の概要

- | | | |
|---------------|-------------|--------------------------|
| 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) 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) 交流研究員 |
| 4) 正会員 | 日本道路公団試験研究所 | 道路研究部 |

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 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

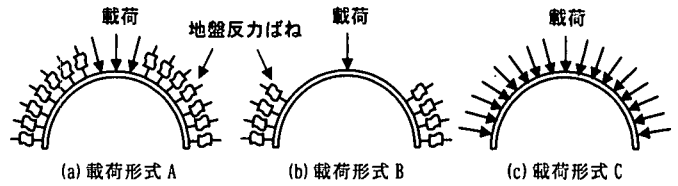


図-1 載荷形式のイメージ

ことでジャッキを地盤反力ばねに模擬した。載荷は載荷可能な最大荷重を越えたと判断できた場合，または供試体が破壊するまで継続し，荷重の制御方式は載荷形式 A および C は荷重制御，載荷形式 B は変位制御とした。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) 実験の供試体諸元

表-1 に実験に使用した供試体の諸元と一軸圧縮強度試験による平均強度を示す。実験は 10 ケース行い，荷重状態を考慮したうえで，覆工の材料や厚さが力学的特性に与える影響を検討するための基礎データを収集した。なお，ケース B'-1 で用いた載荷形式 B' は載荷形式 B と比較して初期に導入した軸力が小さいケースである。また，実験に用いたジャッキの載荷能力に限界があるため，載荷形式 C で実験した 2 つのケースでは，供試体の最終状態を検討できるように一軸圧縮強度を低めに設定して実験を行った。

表-1 実験に使用した供試体の諸元・平均強度

ケース No.	使用材料	載荷形式	外径/厚さ mm	管理供試体		コア抜き供試体
				圧縮強度 N/mm ²	ヤング率 kN/mm ²	圧縮強度 N/mm ²
A-1	ブレン	A	9700/300	26.29	20.65	-
A-2	鋼繊維補強(繊維長 60mm)	A	9700/300	19.86	16.85	20.24
A-3	ブレン	A	9700/200	20.05	14.43	20.63
B-1	ブレン	B	9700/300	26.89	21.57	25.70
B-2	鋼繊維補強(繊維長 60mm)	B	9700/300	21.80	19.60	19.70
B-3	鋼繊維補強(繊維長 30mm)	B	9700/300	23.67	17.17	19.07
B-4	樹脂繊維補強	B	9700/300	28.30	20.43	20.54
B'-1	鋼繊維補強(繊維長 60mm)	B'	9700/200	22.80	18.30	20.57
C-1	ブレン	C	9700/300	14.43	14.42	-
C-2	鋼繊維補強(繊維長 60mm)	C	9700/300	12.77	13.17	9.00

(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，覆工のも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。

数値解析は載荷形式 A の 2 ケースと載荷形式 B および載荷形式 B' の 4 ケースの計 6 ケースについて実施した。供試体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 要素とした。破壊規準は Kupfer の規準を用い，供試体の材料定数は原則として材料試験結果から得られた値を用いた。図-2 (a) にコンクリートの圧縮特性を示す。圧縮特性はコンクリートの圧縮ひずみが 0.002 で圧縮強度に達するまでを 2 次曲線，それ以降の剛性変化は材料試験の値を参考として初期のヤング係数 E_c の 10% の傾きでひずみの増加とともに応力が低下する直線を仮定した。図-2 (b) にコンクリートの引張特性を示す。引張特性は引張軟化曲線で定義した。引張強度 f_t はコンクリート標準示方書に基づき圧縮強度より算定した。ブレンコンクリートでは限界のひび割れ開口幅を 0.02mm と仮定し，それと f_t を結ぶ直線として仮定した。また，

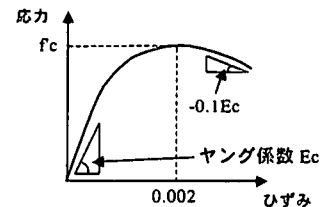


図-2 (a) コンクリートの圧縮特性

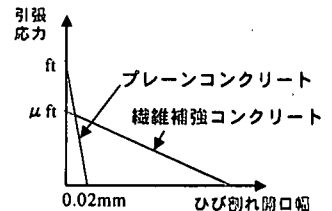


図-2 (b) コンクリートの引張特性

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直線の勾配を算定し、 μf_t と限界ひび割れ開口幅を結ぶ直線と仮定した。

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 および残留強度率 μ の算定結果を示す。引張軟化曲線の第2直線の勾配 λ は、本研究では鋼繊維長に無関係に β を1.85で除した値と仮定した。

表-3 に1断面あたりの地盤反力ばね定数を示す。ばねは引張方向の影響を考慮しないものとし、載荷形式Aの場合で17断面、載荷形式Bの場合で8断面すべてで同一のばね定数をもつものとした。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た。

上記の条件をもとに解析を実施し、荷重変位曲線、また、ケースA-1についてひび割れ発生荷重とひび割れ幅に着目して解析の妥当性を検討した。また、その結果を踏まえ、フレーム解析により耐荷力を算定した場合とひび割れの進展を考慮した有限要素解析により耐荷力を算定した場合の比較を行った。

3. 実験結果

図-3 に載荷形式Aの実験結果として、ケースA-1～A-3の荷重変位曲線を示す。ケースA-1とケースA-2では、90度の内縁側、65度の外縁側の順にひび割れが発生した。載荷を継続するにつれて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が、実際の供試体の破壊は肩部の65度の内縁付近のコンクリートが圧縮の限界に至って生じた。理由として、後述する載荷板の影響が考えられる。また、A-1とA-2の最大荷重の差は圧縮強度の差と概ね一致していたことから、鋼繊維による耐荷力への改善効果は見られなかったと考えられる。しかし、破壊時の供試体からコンクリートの剥落がケースA-1では見られたが、ケースA-2では見られなかったことから、供試体の剥落に対する鋼繊維による補強効果が認められた。また、ケースA-3では、ケースA-1と比較して一軸圧縮強度が約4分の3であり、断面積が3分の2であったことから、それに対応して約2分の1だけ最大荷重が低下したと考えられる。以上より、載荷形式Aでは覆工に軸力が卓越して発生しており、その影響でコンクリートが圧縮の限界に達することにより耐荷力が決定されると考えられる。

図-4 に載荷形式Bの実験結果として、ケースB-1～B-4およびケースB'-1の荷重変位曲線を示す。各ケースとも載荷形式Aで観察された供試体の破壊は見られず、原則としてひび割れが天端・肩部・側部の左右を含めて5断面で進展する様子が観察された。また、供試体の強度はケースB-1については他のケースと比較して高く、また、ケースB-4の管理供試体の強度が高かったが、コア抜き供試体の強度は他と概ね同等であったことから、ケースB-1を除いて各ケースとも概ね

表-2 曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配と残留強度率

ケース No.	使用材料	β	μ
A-2	鋼繊維補強 (繊維長 60mm)	-0.214	0.80
B-2	鋼繊維補強 (繊維長 60mm)	-0.320	0.80
B-3	鋼繊維補強 (繊維長 30mm)	-0.450	0.55
B'-1	鋼繊維補強 (繊維長 60mm)	-0.403	0.80

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
B-1	50
B-2	10
B-3	25
B'-1	10

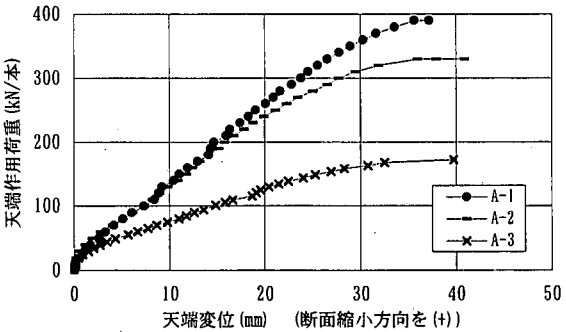


図-3 荷重変位曲線 (載荷形式A)

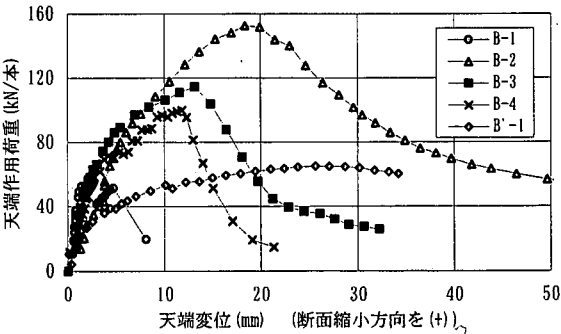


図-4 荷重変位曲線 (載荷形式B)

同等の強度であったと考えられる。載荷可能な最大荷重は繊維長が 60mm の鋼繊維で補強した場合で最も高く、プレーンコンクリートを用いたケース B-1 が他のケースより供試体の強度が高いにもかかわらず載荷可能な最大荷重が小さい結果が得られた。これより、軸力の影響よりも曲げモーメントの影響が顕著となるような荷重条件では、繊維による補強により耐力力が向上する結果が得られた。また、繊維の中でも 60mm の鋼繊維を用いたケース B-2 で載荷可能な最大荷重が最も大きく、樹脂繊維を用いたケース B-4 の約 1.5 倍であった。これより繊維の種類や長さによって耐力力に影響があるため、それらの特徴を把握することが耐力力を検討する場合に重要となることが分かった。

図-5 に載荷形式 C の実験結果として、ケース C-1 ~ C-2 の荷重変位曲線を示す。両ケースでコンクリートの圧縮の限界に達することによる供試体のせん断破壊が脚部付近で観察され、破壊荷重の差は供試体の強度の差によるものと考えられる。ケース C-1 では供試体の剥落が生じたが、ケース C-2 では非常に微細な薄片のみが落下した程度で、鋼繊維による耐力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あったと考えられる。

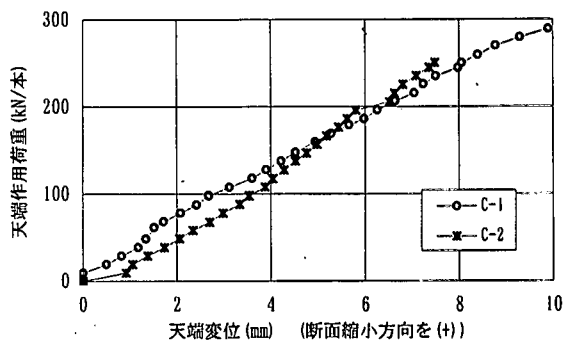


図-5 荷重変位曲線(載荷形式C)

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、実験と解析による供試体の挙動を比較した。

図-6 にケース A-1 とケース A-2 の荷重変位曲線について、実験および解析の比較結果を示す。ある点に達するまではケース A-1 とケース A-2 とともに実験値と解析値が比較的合致した。しかし、両ケースとも天端作用荷重が 230kN/本程度を超えた段階で解析から得られる天端変位が急激に増加した。

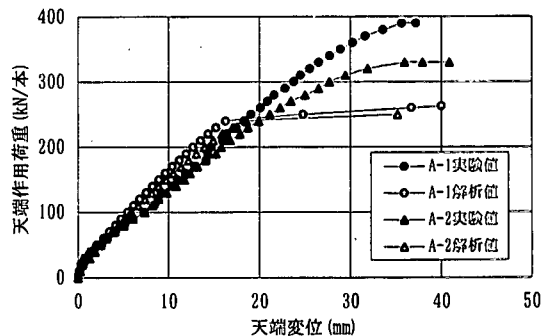


図-6 荷重変位曲線の比較(載荷形式A)

図-7 にケース A-1 とケース A-2 の解析の 90 度の外縁側の荷重とひずみの変化、実験と解析の 87.5 度の外縁側の荷重とひずみの変化の関係を示す。これより天端作用荷重が 220~230kN/本で 90 度の外縁側の圧縮ひずみが 2000 μ を超えたことから、この時点で 90 度の外縁側でコンクリートが圧縮の限界ひずみに達しており、本来はこの荷重で供試体が破壊すると考えられる。しかし、実際には面載荷に近づくための載荷板を用いて載荷を行っており、載荷板によって供試体の外縁側方向に対するはらみだしが抑制されることにより、実験ではそれ以降も載荷が継続することが可能で、肩部が圧縮の限界に達した段階で破壊に至ったと考えられる。240kN/本に達するまで、すなわち圧縮の限界に達するまでに関しては、図-6 の荷重変位曲線、および

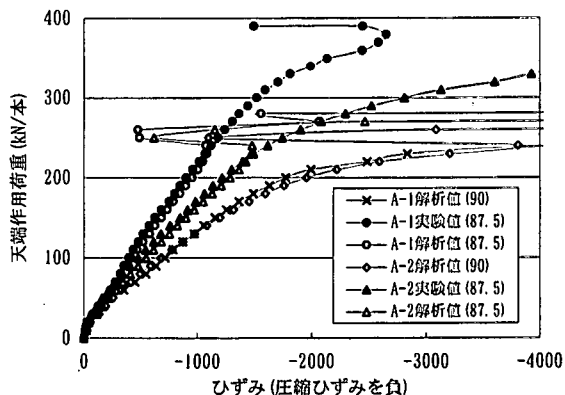


図-7 荷重ひずみ曲線の比較(載荷形式A)

図-7 の荷重-ひずみ関係ともに実験値と解析値は概ね合致したと考えられる。

表-4にケース A-1 におけるひび割れ発生荷重およびひび割れ幅の比較を行った結果を示す。ケース A-1 の実験では、あらかじめ定めた荷重毎にひび割れを目視によって観察した。観察結果と解析によるひび割れの発生結果を比較すると、数値解析上ではひび割れの発生荷重は実験で目視初めて確認された荷重よりも低く、それは目視では観察できないマイクロクラックの発生を表していると考えられるが、目視によって観察された時点でのひび割れ幅と解析結果によるひび割れ幅に差がないことから、解析結果は実験を再現できたと考えられる。また、ひび割れは、ケース A-1 の実験では主に 90 度の内縁側と 65 度の外縁側およびその対称側にひび割れが集中して発生し、荷重とともにひび割れ幅が増加した。解析結果では、ひび割れの発生領域は実験よりも広めであったが、ひび割れ幅が増加する断面は実験とほぼ同一箇所の断面に限られており、それ以外の断面はひび割れが目視では観察できない幅であったと考えられる。

また、図-8 に载荷形式 B で実験を行ったうち、ケース B-1 およびケース B-1' の荷重変位曲線について、実験および解析の比較結果を示す。両ケースとも、ひび割れの発生荷重や载荷可能な最大荷重について実験結果と解析結果は傾向としては概ね合致していると考えられるが、ひび割れが発生した地点において、生じる荷重の低下の度合いが合致しないところがあった。これは地盤反力ばねをすべての断面で同一の値として解析したことで、ばねの非線形性の影響が現れているものと考えられる。

さらに、図-9 に载荷形式 B で実験を行ったうち、ケース B-2 およびケース B-3 の荷重変位曲線について、実験および解析の比較結果を示す。各ケースとも载荷可能な最大荷重が得られた直前で側部(概ね 40 度付近)のひび割れが発生し、それによって供試体に 5 断面のひび割れが発生した。供試体は構造的に不安定な状態に達し、変位が増加するにつれて荷重の低下する現象が見られたと考えられる。低下の度合いについては実験結果と解析結果とでは合致しているとはいえないが、载荷可能な最大荷重の値は概ね合致したと考えることができる。

5. 覆工の耐荷力の算定方法に関する考察

覆工の耐荷力を算定する 1 つの方法として、ひび割れを回転ばねとして考慮したフレーム解析を行い、断面力の変化を断面耐力曲線との関連性から検討する方法がある²⁾。ここでは、ケース A-2 における 87.5 度の断面力をフレーム解析によって算定した結果と断面耐力曲線の関係を検討した。フレーム解析では、ひび割

表-4 ひび割れ発生荷重およびひび割れ幅の比較(ケース A-1)

90 度荷重 (kN/本)	天端部(90 度付近)の 内縁側の状況		肩部(65 度付近)の 外縁側の状況	
	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果
55	×	ひび割れ発生	×	×
80	目視初確認 0.15mm	0.2mm	×	×
102.5	—	0.3mm	×	ひび割れ発生
160	0.5mm	0.5mm	目視初確認 0.1mm	0.1mm
247.5	—	計算発散	—	計算発散
390	供試体破壊		供試体破壊	

(凡例) × : ひび割れ未確認

— : ひび割れ観察を実施せず

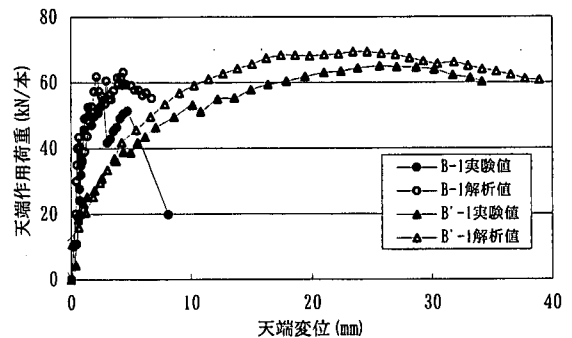


図-8 荷重変位曲線の比較(载荷形式B)

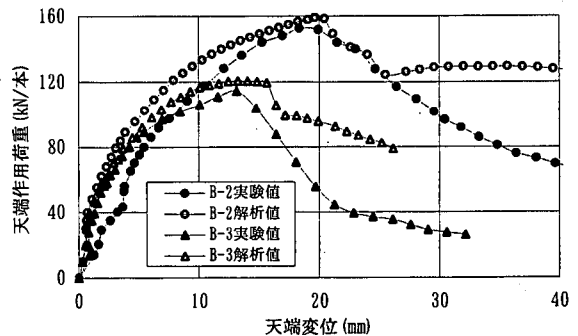


図-9 荷重変位曲線の比較(载荷形式B: その2)

れ発生を回転ばねで模擬し、60kN/本で90度に発生する第1ひび割れ、240kN/本で65度および115度に発生する第2ひび割れの3断面で考慮した。回転ばね定数は実験および解析から得られた荷重変位曲線が合致するように定め、その値はひび割れ発生荷重に達するまではばねの効果が表れないように無限大とし、ひび割れ発生荷重に達した以降では90度で50MN・m/rad、65度および115度で20MN・m/radとした。また、回転ばねを考慮しない場合と回転ばねをすべてヒンジとした場合のフレーム解析による断面力の結果を併せて示すこととした。耐力曲線は、部材の一方の縁が圧縮の限界である3500 μ に達する場合、さらに、断面に生じるひび割れ深さが部材厚の70%に達する場合の2通りを記した。解析においては材料の諸定数や地盤反力ばね等の特性はひび割れの進展を考慮した場合の解析と同一とした。

図-10に上記の条件をもとに算定した結果を示す。回転ばねを考慮した場合と回転ばねを考慮しなかった場合を比較すると、回転ばねの有無による差は小さく、両ケースで60～100kN/本程度で断面の耐力に達する結果となった。一方、回転ばねを完全にヒンジとした場合は、ひび割れ発生と同時に曲げモーメントが減少する傾向が見られ、載荷荷重が330kN/本の段階でも耐力曲線に達しない結果となった。引張ひずみ値に不明確さがあるものの、実験結果から算定した断面力はそれらの値の間となっていることから、回転ばね定数の適切な設定が可能であれば、発生断面力と耐力曲線の関係より覆工の耐荷力を算定することが可能である。ただし、回転ばね定数は地山の影響やひび割れの開口幅の影響を受けやすく、構造系の変化の適切な把握が課題であると考えられる。一方、実験結果とひび割れの進展を考慮した解析では変位やひずみが概ね一致することから、構造系の変化を考慮した覆工全体の耐荷力を表現できると考えられ、覆工および地山の持つ力学的な性能をより活用でき、経済的な設計が可能となると考えられる。

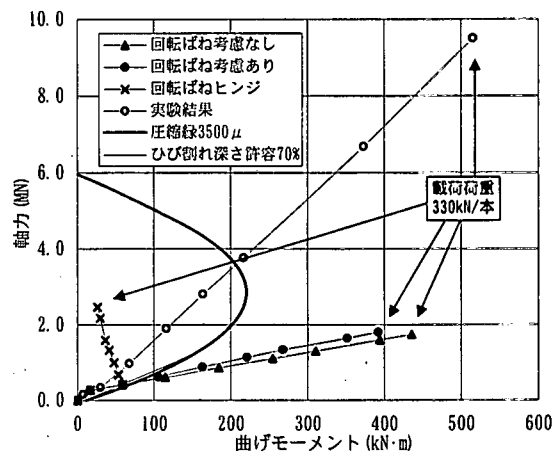


図-10 断面力変化図(ケースA-2, 87.5度)

6. 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) 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、耐荷力は繊維の種類や長さにより大きく異なる。
- (2) 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、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である。

また、今回の実験および解析を踏まえた今後の課題を以下に示す。

- (1) 実験結果に基づき、種々の材料や荷重、および地山の状態を加味して、覆工の耐荷力の検討を行う必要がある。
- (2) 設計上で耐荷力と定義する場合の覆工の状態を検討する必要がある。

以上を踏まえ、合理的で耐久性に優れた覆工の設計法を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 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
- 2) 砂金・真下ら: トンネル覆工の力学特性に関する基礎的研究, トンネル工学研究論文報告集第10巻, pp. 221～226, 2000. 11