

トンネル覆工の力学特性に関する基礎的研究

Basic Study of Mechanical Characteristic for Tunnel Lining

砂金 伸治¹⁾, 真下 英人²⁾, 義永 茂司³⁾, 海瀬 忍⁴⁾, 城間 博通⁵⁾

Nobuharu ISAGO, Hideto MASHIMO, Shigeji YOSHINAGA,
Shinobu KAISE, 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, and it can reduce the cost of construction. In this study, full-scale loading experiment for tunnel lining was carried out to achieve the upper purposes, and the analysis was done on the basis of the results. It was found that SFRC used for tunnel lining was effective to prevent the falling of debris, and had little connection with the improving the structural strength under certain loading condition.

Keywords: tunnel, lining, loading experiment, steel fiber reinforced concrete, crack

1. はじめに

現在のトンネル覆工は、供用性に関する機能や、不確定な要素に対する機能、また外的条件に対する安全性の付与や特殊条件下での外力支持に挙げられる種々の力学的な機能を持ち、設計や施工は主として過去の実績に基づき行われている。そのため、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により、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ができ、建設費のコストの削減を図ることが可能であると考えられる。

そこで本研究ではトンネル覆工の設計手法を確立するために、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ことを目的とした載荷実験を実施した。また、実験結果に基づいたフレーム解析を行い覆工の持つ耐力に関して検討を行った。

2. 研究方法

(1) 実験の載荷方法

実験は図-1に示すような覆工を模擬した半円形のコンクリート供試体を作成し、載荷形式A~Cとといった3通りの載荷形式により、供試体の中心方向に載荷し実験を行った。図-2に載荷形式Aのイメージを示す。載荷は図-1の座標系(以下、覆工の右側脚部を0°とし、反時計回りで記述)において10°ピッチの17断面で載荷を行うこととし、荷重パターンは

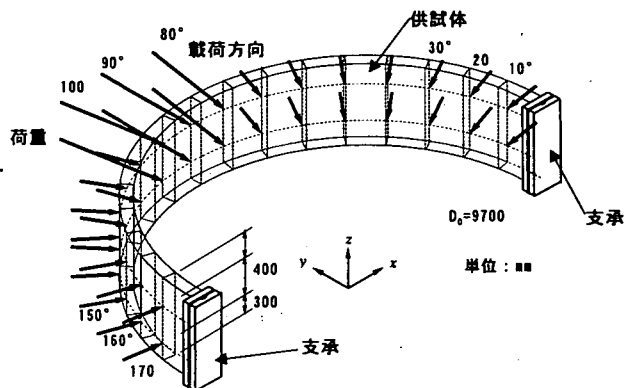


図-1 覆工供試体の概要図

- 1) 正会員 修士(工学) 建設省土木研究所
- 2) 正会員 博士(工学) 建設省土木研究所
- 3) 正会員 建設省土木研究所交流研究員
- 4) 正会員 日本道路公団技術部
- 5) 正会員 日本道路公団試験研究所

20kN/本の荷重を全ジャッキより作用させ軸力を導入した後、80°~100° 部分のジャッキで載荷を継続し、残りはジャッキの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。図-3 に載荷形式 B および載荷形式 C のイメージを示す。図-1 の座標系において、10°~40°、90° および 140°~170° の 9 断面のジャッキを使用した。載荷形式 B と C の相違点は供試体の厚さに応じて軸力導入の過程を変えた点であり、載荷形式 B では 10°~40° および 140°~170° のジャッキで 10kN/本、載荷形式 C では 4kN/本の載荷を行い、それ以降ジャッキのバルブを閉めることによりジャッキ自体を地盤反力ばねに模擬し、90° のジャッキのみで載荷を継続した。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た。制御の方式は載荷形式 A は荷重制御、載荷形式 B および C 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。ジャッキの反力係数は、実験時に測定したジャッキの反力とストロークの関係より 1 本あたり概ね 100~200MN/m 程度であった。

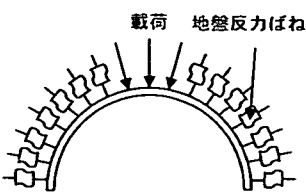


図-2 載荷形式 A のイメージ

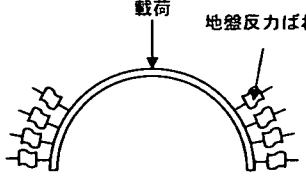


図-3 載荷形式 B・C のイメージ

(2) 実験の供試体諸元

実験に使用した 7 体の供試体の諸元を表-1 に示す。ケース①の諸元は道路トンネル技術基準に基づいた基本的なケースとし、プレーンコンクリートを材料とした覆工厚が 30cm の供試体で載荷形式 A により実験を行った。また載荷形式は同一で、薄肉化の影響および鋼繊維による補強効果の把握のためにケース②およびケース③の実験を実施した。次に載荷による影響を把握するためにケース④はケース①と同一の諸元を持つ供試体を用い、載荷形式 B として実験を行った。また載荷形式 B で、鋼繊維の補強効果の影響を検討するため、鋼繊維の混入と鋼繊維長を変えたケース⑤およびケース⑥の実験を実施した。さらに鋼繊維補強コンクリートにおける薄肉化の影響を検討するために、載荷形式 C によりケース⑦の実験を行った。なお、ケース④では軸力を導入する段階で 90° 内縁側付近にひび割れが発生したが、他の部分にひび割れは入らず、そのまま軸力の導入を行い載荷を継続した。

表-1 実験に使用した供試体諸元

実験ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
厚さ t (mm)	300	200	300	300	300	300	200
外径 Do (mm)	9700	9700	9700	9700	9700	9700	9700
鋼繊維混入率 (%)	—	—	0.5	—	0.5	0.5	0.5
鋼繊維直径 (mm)	—	—	0.8	—	0.8	0.8	0.8
鋼繊維長さ (mm)	—	—	60	—	60	30	60
荷重の載荷形式	A	A	A	B	B	B	C
平均一軸圧縮強度 (N/mm ²)	26.3	19.8	19.9	28.1	20.9	23.7	23.1
平均曲げ強度 (N/mm ²)	—	—	3.88	—	4.88	3.51	5.19
平均曲げタフネス (N/mm ²)	—	—	3.61	—	7.52	2.48	4.55

(3) 解析方法

実験結果をもとにフレーム解析により各ケースの実験結果の検証を行った。解析では覆工の材料は線形とし、ヤング率とポアソン比は供試体試験結果から得られた値を用いた。また載荷ジャッキを引張方向を無視した地盤反力ばねと仮定し、地盤反力ばね定数を 50MN/m で一定¹⁾と仮定した。ひび割れのモデル化はひび割れ確認後に回転ばねを配置することとし、回転ばね定数は実験で得られた天端の変位計測結果と合致するように回転ばね定数を算定し、断面に発生すると考えられる軸力と曲げモーメントを算定した。フレーム解析から得られた軸力と曲げモーメントの関係は耐力曲線で検討することとし、ひび割れを許容しない場合、またひび割れを許容する場合とで耐力曲線との関係を検討した。引張強度はプレーンコンクリートの場合は無視し、鋼繊維補強コンクリートの場合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、残留強度率を 0.55 とした。また耐力曲線を算定する際の安全係数等は、本研究ではすべて 1.0 とした。

3. 実験結果

(1) 載荷形式 A の結果

図-4 に載荷形式 A の場合における実験結果として、ケース①～③の荷重変位曲線を示す。また図-5 にケース①～③の 65° における荷重とひずみの関係を示す。

鋼繊維の有無の影響を検討するために、ケース①とケース③を比較した。供試体は両ケースとも破壊に至り、図-4 よりケース①では天端から 390kN/本、ケース③は 330kN/本の荷重が作用した時に肩部から破壊が発生する様子が両ケースとも観察された。図-4 の曲線の傾きが変化する付近から含めて考えるとケース③の変位が荷重の変化に対して若干緩やかに増加する傾向があるが、全体的には鋼繊維の有無が荷重と変位の関係に明確に現れていないと考えられる。供試体の破壊の状況は 65° 付近から破壊する様子が実験より観察されており、図-5 より最終的には両ケースとも 65° 付近の内縁側の圧縮により破壊したと考えられる。供試体のひび割れは、ケース①では第 1 ひび割れが 80kN/本 (天端変位 9.0mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 160kN/本 (16.6mm) で 65° および 115° の外縁側にそれぞれ開口幅が 0.1mm 程度で発生した。またケース③では第 1 ひび割れは 60kN/本 (2.8mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 240kN/本 (19.9mm) で 65° および 115° の外縁側に開口幅が 0.1mm 程度で発生した。供試体の強度も異なるため、荷重形式および載荷荷重が同一の状態を比較してもひび割れ幅の定量的な比較は困難であるが、鋼繊維を用いたケース③の場合ではひび割れが分散して発生しており、また供試体が破壊しても覆工からの剥落が見られなかった。以上より、ケース①およびケース③は供試体が圧縮により破壊しているため、供試体の破壊に対しては鋼繊維の効果が現れていないと考えられるが、供試体の剥落には鋼繊維による補強効果が見られる。また、両ケースともひび割れが発生してから供試体を実際の破壊に至るまでの荷重の差が大きいことが分かった。

次に覆工厚の挙動に及ぼす影響を把握するために、ケース①とケース②を比較した。供試体は両ケースとも破壊に至り、図-4 よりケース②では荷重が 170kN/本 (天端変位 39.7mm) の時に 65° 付近の肩部から破壊が発生した。しかし図-5 より 65° の内縁側のひずみが圧縮の限界まで達しているとは考えにくく、実際には引張に伴うひび割れが進展し、肩部からの破壊に至ったと考えられる。ひび割れは、ケース②では第 1 ひび割れが 54kN/本 (天端変位 5.0mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 91kN/本 (天端変位 12.6mm) で 115° の外側に開口幅が 0.1mm 程度で発生した。また、ケース①とケース②で天端部の内縁側のひび割れの進展を比較すると、平均ひび割れ幅が 1.3mm となったのはケース①では 260kN/本 (天端変位 20.1mm)、ケース②では 112kN/本 (16.6mm) の時であり、ケース②の方が小さい変位で若干ひび割れ幅が大きくなっていた。以上より、ケース②ではケース①より低い荷重レベルでひび割れの発生や進展が見られるが、ケース①とケース②では供試体の強度が異なるため、同レベルで比較するためにはさらに検討を要する。

(2) 載荷形式 B および C の結果

図-6 に載荷形式 B および C における実験結果として、ケース④～⑦の荷重変位曲線を示す。また図-7 にケ

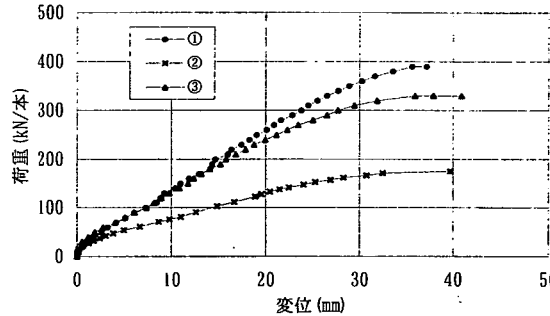


図-4 荷重-変位曲線(天端)

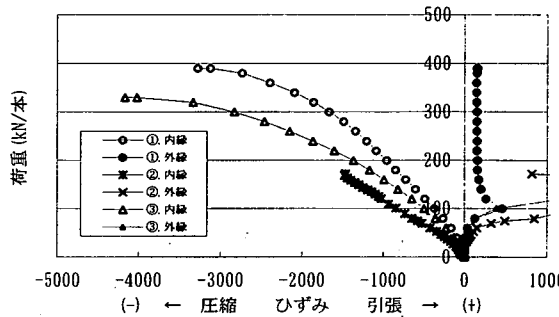


図-5 荷重-ひずみ変化図(65°)

ース④～⑦の 65° における荷重とひずみの関係を示す。なお、荷重の制御は変位制御であり、荷重制御で行った載荷形式 A の場合に見られた供試体の破壊は観察されずに、ひび割れの進展が各ケースで観察された。

鋼繊維の有無の影響を検討するために、ケース④とケース⑤を比較した。ケース④では軸力の導入段階で天端部の内縁側にひび割れが発生したため、第 1 ひび割れ発生までの過程の議論は不可能であるが、ひび割れの発生が天端部の内縁側付近であり、それはケース⑤の発生場所とほぼ同一であることから、第 1 ひび割れが発生した以降の挙動である載荷可能な最大荷重の検討は可能であると考えられる。図-6 より最大荷重はケース④の場合がケース⑤よりも小さく、また図-7 より、これらのケースでは供試体の最終状態は圧縮の限界に達することで決定されるのではなく、引張によって決定されていると考えられる。これらより載荷形式 B の場合で供試体の耐力を検討した場合、引張、すなわちひび割れの進展の影響により耐力が決定されと考えられる。そのため、鋼繊維の補強効果が現れやすい載荷形式であり、このような荷重では鋼繊維補強コンクリートの使用は覆工の耐力増加につながると考えられる。

ひび割れの発生はケース④については、第 2 ひび割れが 65° および 117.5° に生じており、またケース⑤では第 1 ひび割れは 57kN/本 (天端変位 3.8mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 100kN/本 (天端変位 7.6mm) で 115° の外縁側に、その後に対称の位置である 65° の外縁側に発生し、さらに第 3 ひび割れが 150kN/本 (天端変位 16.4mm) で 140° の内縁側に発生した。

次に鋼繊維補強コンクリートの場合における覆工厚の挙動に及ぼす影響を把握するためにケース⑤とケース⑦を比較した。ケース⑤では載荷形式 B、ケース⑦では載荷形式 C であり、供試体に作用している軸力はケース⑤の方が大きいため、ひび割れ発生後の種々の絶対量として比較する場合には注意を要する。図-6 よりケース⑤では天端からの載荷した荷重が 155kN/本 (天端変位 18mm) において、ケース⑦は 66kN/本 (天端変位 25mm) で最大となった。供試体のひび割れはケース⑦では第 1 ひび割れは 27kN/本 (天端変位 1.6mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 37kN/本 (天端変位 4.0mm) で 70° の外縁側、また 45kN/本 (天端変位 6.0mm) で 115° の外縁側に発生した。また第 3 ひび割れが 40° および 140° 付近に発生し、その時の荷重はケース⑦で 56kN/本 程度であった。

またケース⑤とケース⑥を比較することにより鋼繊維長の影響を検討した。図-6 より最大荷重はケース⑥で 117kN/本 であった。供試体の強度に大きく差がないことから、鋼繊維長を 60mm から 30mm とした場合は最大荷重は概ね 4 分の 3 程度となったことが分かる。また最大荷重を超えた後の荷重の低下の度合いは鋼繊維の長さが短い方が急に低下することが分かった。ひび割れはケース⑥では第 1 ひび割れは 57kN/本 (天端変位 2.0mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 64kN/本 (天端変位 2.6mm) で 67.5° の外縁側に、対称な位置の 125° の外側に 88kN/本 (天端変位 5.0mm) で、第 3 ひび割れは 113kN/本 (天端変位 11.6mm) で 40° の内縁側に発生した。第 1 ひび割れ発生時の荷重はケース⑤とケース⑥では大きく変わらないものの、第 2 ひび割れ発生時の荷重はケース⑥の方が小さい荷重であった。発生する場所や進展について大きな差は見られなかった。

ケース⑤～⑦を比較すると載荷可能な最大荷重は第 3 ひび割れが発生した直後に現れていることが分かった。また第 1 ひび割れが発生してから供試体の載荷可能な最大荷重が得られるまでの荷重の差は大きく、覆

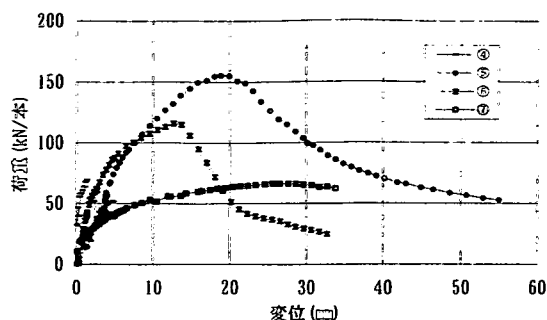


図-6 荷重-変位曲線(天端)

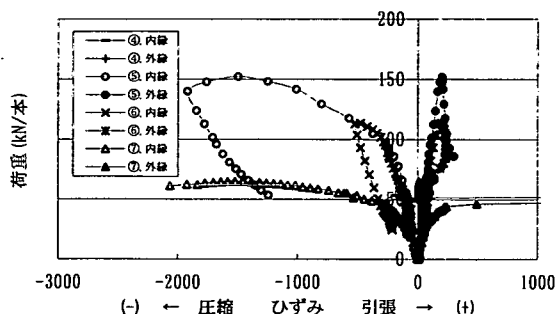


図-7 荷重-ひずみ関係 (65°)

工の最終状態や耐力を検討する場合はひび割れを考慮した挙動について検討する必要があると言える。

4. 解析結果

覆工の持つ耐力を検討するために、ひび割れを模擬した回転ばねを考慮に入れたフレーム解析を行い、解析上の軸力と曲げモーメントを算定した。検討を行ったケースはケース①、③および⑤である。

初めにフレーム解析の妥当性を実験結果と比較するために、ケース①の場合を例として曲げモーメントの分布を検討した。実験の分析結果より第1ひび割れが荷重が80kN/本で発生していたことから、初めに50kN/本で回転ばねを考慮しない場合の解析、次に100kN/本で第1ひび割れの回転ばねを考慮した場合の解析を行った。なお、第1ひび割れの回転ばね定数については $kr1=0$ および $50\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ の場合で検討した。解析結果を図-8に示す。これより荷重が50kN/本の回転ばねを考慮していない状態では90°で曲げモーメントが最大となっており、第1ひび割れが90°に発生することと一致した。また荷重が100kN/本で第1ひび割れを90°に模擬した回転ばねを考慮した状態ではばね定数に依らず60~65°で曲げモーメントが最大となっていることから、第2ひび割れが60~65°に発生することと概ね合致しており、フレーム解析を用いることが可能であることが示された。実際には軸力の増加やひび割れの開口によって変化する²⁾と考えられているが、本研究では簡略化のために第1ひび割れ、第2ひび割れの回転ばね定数は一定として解析を行った。

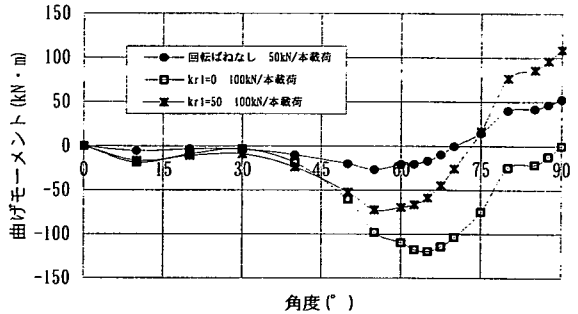


図-8 曲げモーメント分布(载荷形式A)

ケース①において回転ばね定数を変化させた場合の解析上の天端変位と実験による天端変位の関係を図-9に示す。実験結果を基にして第1ひび割れおよび第2ひび割れが70kN/本、150kN/本より発生すると仮定し、回転ばね定数を $kr1$, $kr2$ として算定したところ、荷重の範囲が50~350kN/本では、 $kr1=50\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$, $kr2=20\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 程度で実験値と解析値の天端変位が概ね合致すると考えられる。同様の方法でケース③およびケース⑤で回転ばね定数値を算定したところ、ケース③では $kr1=50\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$, $kr2=20\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 程度、ケース⑤では、変位の値では誤差が若干あったため傾きで比較したところ、 $kr1=5\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$, $kr2=5\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 程度となったため、これらの回転ばね定数を用いて断面力を算定した。

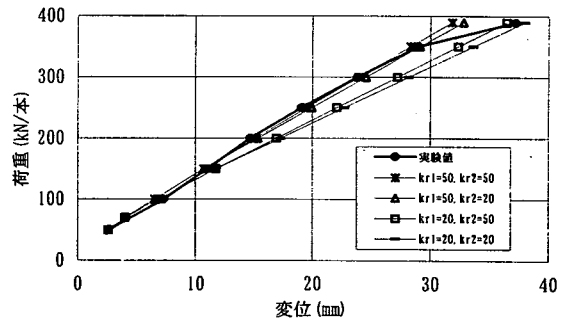


図-9 荷重-変位曲線(ケース①)

覆工の耐力は、許容されるひび割れ深さ以上のひび割れが発生し進展する状態においては、引張の限界に達して耐力が決定されると考えられる。なお、ひび割れ深さはプレーンコンクリートでは断面高さの50%³⁾、また鋼繊維補強コンクリートの場合は70%⁴⁾と仮定し、その場合の耐力曲線を算定した。この耐力曲線と交差する場合はひび割れの限界により覆工の耐力が決定されると考えられる。それ以外ではひび割れが発生した場合でも圧縮の限界に達することで覆工の耐力が決定されうると考えられる。このため、本研究では部材の一端が圧縮の限界であると考えられるひずみが 3500μ に達した場合の耐力曲線についても算定した。

図-10にケース①における65°の軸力と曲げモーメントの変化図を示す。解析による最大荷重時の軸力と曲げモーメントの関係が耐力曲線と交差しないが、種々のばらつき等を考慮するとともに、軸力と曲げモーメントの関係が線形的に増加すると考えると、圧縮による破壊であることが評価できると考えられる。

同様に図-11～12 にケース③およびケース⑤の 65° における耐力曲線との関係を示す。図-11 よりケース③についても覆工の耐力は圧縮破壊により決定されると考えられる。また図-12 よりケース⑤では実験結果より圧縮によるコンクリートの破壊は生じておらず、また解析結果より、ひび割れ深さを 70% 許容した曲線と解析の曲線が交差することから、 65° 付近はひび割れが進展し耐力に達したと考えられる。このような場合には鋼繊維を用いることで、覆工の耐力の増加が見込めると考えられる。

以上より覆工の耐力増加を図るためには想定される荷重状態により覆工が圧縮破壊、またはひび割れが進展する場合のどちらで最終状態が決定されるかを考慮する必要がある。

5. まとめと今後の課題

本検討では覆工にプレーンコンクリートと鋼繊維補強コンクリートを用いた場合の実験およびその耐力の評価を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 覆工に最初にひび割れが発生した荷重と最終的な破壊に至る場合の荷重の差は大きい。
- (2) 鋼繊維補強コンクリートの使用は荷重状態によっては覆工の耐力の増加に結びつかない場合があるが、その場合でもコンクリート片の剥落防止には有用である。
- (3) フレーム解析と耐力曲線の概念を用いることにより、覆工の耐力評価が概ね可能であるとともに、圧縮もしくはひび割れの進展による破壊といったモードの把握が可能である。

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) 覆工の耐力評価を耐力曲線を用いて精度良く行うためには、各種の安全係数、コンクリートの引張領域での強度および許容されるひび割れ深さの設定を行う必要がある。
- (2) ひび割れ発生後の構造系の変化による覆工の力学的特性に及ぼす影響をフレーム解析を用いて把握するためには、適切な回転ばね定数の評価が必要である。

以上を踏まえ、種々の荷重状態を考慮に入れて合理的で耐久性に優れた覆工の諸元を決定する必要がある。

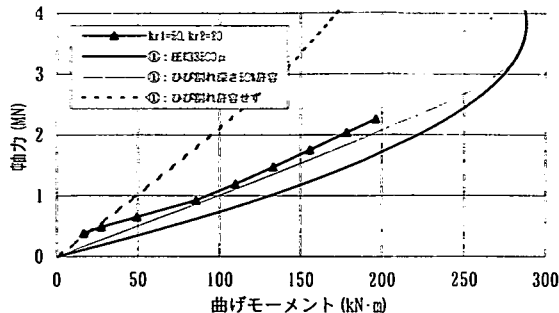


図-10 耐力曲線変化図(ケース①, 65°)

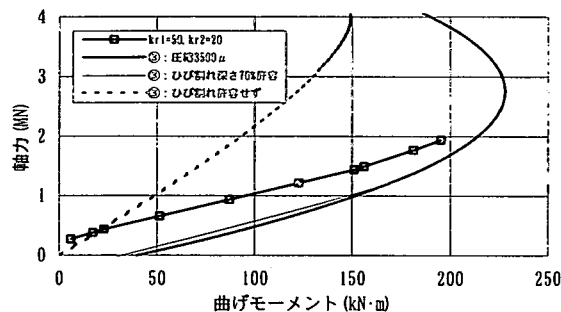


図-11 耐力曲線変化図(ケース③, 65°)

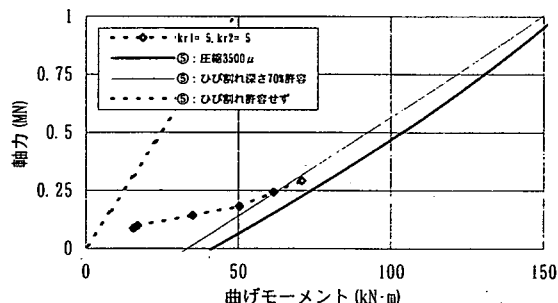


図-12 耐力曲線変化図(ケース⑤, 65°)

参考文献

- 1) 砂金・真下：トンネル覆工の力学的特性に関する考察，トンネル工学研究論文報告集第9巻，pp. 161～166，1999. 11
- 2) 松岡他：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究，土木学会論文集 No. 554/Ⅲ-37，pp. 147～155，1996. 12
- 3) 併進工法設計施工研究委員会：併進工法設計施工法(都市トンネル編)，1992
- 4) 鋼材倶楽部 SFRC 構造設計施工研究会：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)，1995